

Resumen

Este proyecto pretende comparar las ventajas e inconvenientes que hay en la utilización de hormigón con alta dosificación de fibras de acero para la elaboración de un muro de contención, frente a la utilización de hormigón armado tradicional.

Previo a la comparación de ambas metodologías se procederá a una amplia descripción de lo que es el elemento estructural objeto de estudio, y puesto que la interacción suelo-estructura es un punto delicado en la proyección de un muro, se proporcionarán unas cuantas nociones geométricas en las que se detallará la importancia de un buen estudio geotécnico, los parámetros del suelo y las teorías asociadas al cálculo de empujes sobre muros.

Seguidamente se desarrollará, de una forma bastante extensa y precisa, el predimensionamiento de un muro de contención formado por hormigón armado (convencional), así como las comprobaciones requeridas para que el muro sea estable, funcional y cumpla con la normativa vigente.

A continuación se expondrá en qué consiste el hormigón reforzado con fibras de acero y cual es la técnica asociada en el cálculo de la dosificación de dichas fibras, así como la elección de la calidad de éste.

Por último, utilizando el predimensionamiento obtenido en el estudio del muro de hormigón armado, se estará en condiciones para poder comparar el hormigón en masa reforzado con fibras de acero frente al hormigón armado (convencional); se verá el futuro prometedor que le espera a la nueva tecnología y el largo recorrido que deberá alcanzar para que se pueda consolidar.

Finalmente, señalar que se ha llevado a cabo una rigurosa selección de la información al objeto de limitar la extensión del proyecto y en aras de la comprensión del mismo.





Sumario

RESUMEN	1
SUMARIO	3
1. INTRODUCCIÓN	5
2. INTERACCIÓN TERRENO-ESTRUCTURA	7
2.1. Reconocimiento del terreno y de sus propiedades	7
2.2. Parámetros del suelo	8
2.2.1. Cohesión, C	8
2.2.2. Ángulo de rozamiento interno del terreno, φ	9
2.2.3. Peso específico seco, γ (T/m^3)	9
2.2.4. Tensión admisible del terreno, σ_{adm}	10
2.2.5. Ángulo de rozamiento entre tierras y muro, δ	13
2.2.6. Profundidad del nivel freático si existe	13
2.3. Teorías para el cálculo de empujes sobre muros y tipos	14
2.3.1. Tipos de empujes	14
2.3.2. Teorías para el cálculo de empujes sobre muros	15
3. PREDIMENSIONAMIENTO DE UN MURO SIN TALÓN.	21
3.1. Introducción	21
3.2. Zapata continua bajo muro. Dimensiones en planta	22
3.3. Canto de la zapata continua bajo muro	23
3.3.1. Cálculos	24
3.3.2. Conclusión del predimensionamiento	26
3.4. Cálculo de empujes del terreno sobre el muro	27
3.4.1. Introducción	27
3.4.2. Cálculo del empuje activo	28
3.5. Comprobaciones	29
3.5.1. Estabilidad del muro al vuelco	29
3.5.2. La estabilidad del muro a deslizamiento	31
3.5.3. Tensiones sobre el terreno de cimentación bajo el empuje incrementado	32
3.5.4. Comprobación a cortante	36
3.5.5. Armado del paramento a flexión	38
3.5.6. Cálculo del armado de la zapata rígida	46



4. ARMADO DE UN MURO CON FIBRAS DE ACERO	53
4.1. Introducción.....	53
4.2. El hormigón armado con fibras de acero (SFRC)	55
4.2.1. Características del SFRC con TABIX o TABIX+	55
4.2.2. Diseño de un hormigón armado-ARMIX	57
4.3. Armado de un muro con SFRC. Cálculos.	58
4.3.1. Procedimiento.....	59
4.4. Cimentación del muro con SFRC. Cálculos.	59
5. RECAPITULACIÓN DE DATOS	60
6. PRESUPUESTO	61
7. IMPACTO AMBIENTAL	62
7.1. Introducción.....	62
7.2. Valoración final.....	63
CONCLUSIONES	65
AGRADECIMIENTOS	67
BIBLIOGRAFÍA	69
ANEXO A. AMPLIACIÓN MÉTODO TRADICIONAL	3
A.1. Empujes del terreno.....	3
A.2. Zapata continua bajo muro	6
A.3. Cuantías mínimas y clases de exposición	8
A.4. Capacidades mecánicas y secciones de acero	11
ANEXO B. AMPLIACIÓN MÉTODO INNOVADOR	13
B.1. Aplicaciones con hormigón armado con fibras de acero	13
B.2. Cómo se prepara el hormigón armado con fibras de acero.	
Adición de las fibras.	14
B.2.1. Formas de integración de las fibras de acero en planta	14
B.2.2. Formas de integración de las fibras de acero a pie de obra	15
B.3. Control de calidad del hormigón ARMIX	16



1. Introducción

El objetivo de este proyecto es hacer un estudio comparativo entre la utilización de hormigón armado convencional para proyectar un muro de contención y la utilización de hormigón con alta dosificación de fibras de acero.

Para ello se deberán explicar algunas nociones geotécnicas debido la fuerte interacción entre suelo-estructura y con ello, definir los parámetros que caracterizan el suelo, los cuales serán imprescindibles para el armado del muro.

Se llevará a término el predimensionamiento del muro de contención mediante las técnicas tradicionales expuestas en libros de J. MONTOYA y P.J. CALAVERA, los cuales se han limitado a interpretar la EHE. En función de dicho predimensionamiento se comprobarán 4 condiciones necesarias para que el muro sea funcional y estable:

- Comprobación al vuelco
- Estabilidad del muro al deslizamiento
- Comprobación a cortante
- Comprobación de la tensión del terreno

A partir de aquí se procederá a armar el muro de contención aplicando la metodología tradicional impuesta por la EHE para la proyección de un muro de contención con hormigón armado (con barras de acero).

Posteriormente se expondrá en qué consiste una nueva y revolucionaria metodología utilizada en el mundo de la construcción, cuya patente es de la empresa TREFILARBED y que consiste en armar estructuras con hormigón armado con fibras de acero, las cuales pueden ser de 4 variedades distintas, función de la forma que tienen, específicas de una determinada tipología estructural.

Concretamente se detallará el estudio para el armado de un muro de contención y, finalmente se procederá a comparar los resultados obtenidos entre el armado convencional y el armado con fibras de acero.



2. Interacción terreno-estructura

2.1. Reconocimiento del terreno y de sus propiedades

Cuando se proyecta una construcción es indispensable tener información sobre el suelo en el que ésta va a sustentarse. Dicha información puede ir desde un conocimiento del contexto geológico como una simple inspección visual, hasta unos reconocimientos geotécnicos más específicos (catas, sondeos, penetrómetros, prospecciones geofísicas, reconocimientos geomecánicos y auscultación). El grado de conocimiento variará en función de las distintas fases por las que pase el proyecto constructivo y de la importancia de la infraestructura.

En cualquier caso, en todo proyecto, antes del estudio de la cimentación¹ de la construcción, deberá realizarse un estudio del terreno² en el que se consideren el tipo de suelo, su granulometría, plasticidad, humedad natural, consistencia y capacidad, resistencia, deformabilidad, expansividad y agresividad, la situación del nivel freático, las posibles galerías y construcciones existentes en la zona, las estructuras colindantes, las cuales pueden verse afectadas en el momento de hacer una nueva obra, etc.

El conocimiento de toda esta información permite realizar, de acuerdo a las solicitudes, el mejor dimensionamiento de la infraestructura, proporcionando de esta forma una mayor seguridad y economía en la construcción y compensando ampliamente los gastos del estudio del terreno. (Véase la Tabla 2.1).

El terreno, estrictamente hablando, también es un material de construcción, pero presenta respecto al resto de los materiales una diferencia muy importante: no ha sido elegido por un técnico. Las posibilidades de cambiarlo son nulas y únicamente se puede, en determinadas ocasiones, modificar algunas de sus propiedades. Por eso, es de gran importancia conocerlas bien. Para ello, se asociarán a dichas propiedades unos parámetros que servirán para relacionarlas con las propiedades asociadas a la estructura.

¹ La cimentación es aquella parte de la estructura que transmite las cargas al terreno.

² Según el Decreto 462/1971 del Ministerio de la vivienda (BOE del 24-03-71), en un proyecto de obras de la edificación de cualquier tipo deberá figurar, expresamente, una exposición detallada de las características del terreno, a cuyos efectos del Técnico que lo rodea podrá exigir al propietario un estudio del suelo y del subsuelo, formulado por el Técnico competente. A su vez, el artículo 4.1 de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE (promulgada por RD 2661/1998 del 11 de diciembre) obliga a que los documentos del Proyecto incluyan un estudio geotécnico de los terrenos sobre los que la obra se va a ejecutar, salvo cuando dicho estudio resulte incompatible con la naturaleza de la obra. Sobre los estudios geotécnicos véase MOPU, 1977a.

TIPOLOGÍA DE LA INFRAESTRUCTURA	NATURALEZA	MARCO GEOTÉCNICO	% COSTE SOBRE EL TOTAL DEL PROYETO
---------------------------------	------------	------------------	------------------------------------



Sencilla	Obras lineales de superficies	Terrenos compactos y homogéneos. Terrenos sin agua.	<10%
Intermedia	Obras de superficies Obras subterráneas no complejas	Terrenos compactos y localmente heterogéneos. Presencia local de agua.	10-15%
Compleja	Obras subterráneas complejas Puertos	Terrenos blandos e inestables. Terrenos heterogéneos. Problemas asociados a variaciones de nivel freático.	15-25%

Tabla 2.1. Porcentaje del coste de los estudios del suelo respecto del coste total del proyecto en función de la tipología de la infraestructura

2.2. Parámetros del suelo

2.2.1. Cohesión, C

Es un parámetro significativo de la resistencia del terreno. De acuerdo a este parámetro se puede clasificar el suelo en dos tipos:

2.2.1.1. Suelos cohesivos ($C \neq 0$)

Formados fundamentalmente por arcillas y limos que pueden contener áridos en cantidad moderada. Predomina en ellos la resistencia debida a la cohesión y se pueden clasificar según su resistencia a compresión en arcillosos duros (superior a 4 kg/cm^2), arcillosos semiduros (entre 2 y 4 kg/cm^2), arcillosos blandos (entre 1 y 2 kg/cm^2) y arcillosos fluidos (inferior a 1 kg/cm^2).

En terrenos cohesivos debe procederse con gran prudencia al fijar el valor de la cohesión ya que ésta varía con el grado de humedad del terreno, disminuyendo rápidamente cuando éste pasa de un cierto límite, así como a causa de posibles acciones perturbadoras de los agentes climatológicos.

2.2.1.2. Suelos no cohesivos ($C = 0$)

Formados básicamente por áridos (gravas y arenas), pudiendo contener arcillas en cantidad moderada. Predomina en ellos la resistencia debida al rozamiento interno y pueden clasificarse según el porcentaje de gravas en más de un 30%, llamándose terrenos de graveras, o si predominan las arenas, llamándose terrenos arenosos gruesos o finos en función de la cantidad de arenas finas (<50% o >50%, respectivamente).



2.2.2. Ángulo de rozamiento interno del terreno, ϕ

Para explicar el significado de ϕ , debe plantearse la Teoría de Coulomb para suelos granulares (o no cohesivos). Dicha teoría se detallará cuando se trate el tema de los empujes que experimenta el suelo contra el muro y a la inversa. Por ahora, para no hacer demasiado extensa la introducción, se procederán a detallar solamente los aspectos necesarios de dicho parámetro para proceder al dimensionado del muro de contención sin que falte información para ello.

Los distintos tipos de suelos vienen caracterizados por un ángulo de rozamiento interno del terreno, ϕ , propio de cada tipo. De acuerdo a resultados tomados de ensayos directos del terreno, los suelos no cohesivos presentan valores de ϕ comprendidos entre $[30 \text{ y } 45]^\circ$, mientras que los suelos cohesivos presentan valores de ϕ comprendidos entre $[20 \text{ y } 25]^\circ$.

2.2.3. Peso específico seco, γ (T/m^3)

Este parámetro tiene mucha importancia en el cálculo de los empujes que experimenta el terreno sobre el muro, concretamente el llamado empuje activo, el cual se explicará con profundidad posteriormente.

γ (también definido en numerosas bibliografías como γ_d) es uno de los parámetros que intervienen en la fórmula del empuje activo. Se le denomina densidad seca o peso específico aparente, el cual, no considera la presencia de agua en el terreno y además, asume que el terreno es homogéneo.

En el caso que el terreno sea estratificado, se considerará cada estrato como un terreno homogéneo y se tratará el problema según el principio de superposición.

En el caso de terrenos permeables anegados, se considerará el peso específico del terreno teniendo en cuenta la disminución originada por el empuje ascensional del agua.

En el caso que el terreno tenga la presencia del nivel freático a cierta altura, es decir, el caso de terrenos anegados a partir de cierta profundidad, se procederá como en el caso de terrenos estratificados: se considerará el peso específico sumergido como la diferencia entre el peso específico del terreno saturado de agua y el peso específico del agua.

El valor de peso específico seco también está asociado a la tipología de suelo. A falta de ensayos directos, el valor de γ puede tomarse de la Tabla 2.2, la cual relaciona γ con ϕ . Este procedimiento es válido siempre y cuando no se considere necesario realizar ensayos precisos, los cuales deben ser programados, ejecutados e interpretados por personal especializado que domine las técnicas correspondientes.



Clase de terreno	Peso específico seco γ (T/m ³)	Ángulo de rozamiento interno φ (grados)
Terrenos naturales		
Grava y arena compacta	2,0	35°- 45°
Grava y arena suelta	1,7	30°- 35°
Arcilla	2,1	20°
Rellenos		
Tierra vegetal	1,7	25°
Terraplén	1,7	30°
Pedraplén	1,8	35°- 45°

Tabla 2.2. γ (T/m³) y φ (grados) en función de la clase de terreno.

2.2.4. Tensión admisible del terreno, σ_{adm} .

Es muy importante proceder a un buen reconocimiento del terreno para una correcta elección de la presión admisible de éste (o tensión admisible). Este parámetro se utiliza para imponer que la tensión que ejerza la cimentación sobre el suelo sea inferior a la tensión que pueda soportar el terreno sin que se rompa.

La presión admisible sobre el terreno suele venir impuesta por la condición de que los asientos del mismo sean compatibles con la capacidad de deformación de la estructura y de consideraciones puramente resistentes. Así pues, la presión admisible se considerará como el cociente entre la presión de hundimiento del suelo y el coeficiente de seguridad γ_t .

Como coeficiente de seguridad es habitual considerar $\gamma_t = 3$ para la combinación más desfavorable de las acciones de peso propio, sobrecarga normal de uso y viento; y $\gamma_t = 2$ para la combinación más desfavorable de las acciones de peso propio, sobrecargas máximas, viento y sismo.

La presión de hundimiento del suelo es de difícil evaluación, ya que depende de varios factores y, además complicados, tales como características geotécnicas del suelo, estratificación del terreno, altura del nivel freático del mismo, profundidad a la que se sitúa la cimentación, ... (entre los más importantes).

La Tabla 2.3 (Tabla 8.1 de la NBE AE-88) recomienda una serie de valores para la tensión admisible, que sólo sirven como título orientativo. Si bien se consideran admisibles para cada clase de terreno que en ella se especifica, dichos valores no garantizan que los asientos que se produzcan sean tolerables para cada obra en particular, debiendo el autor del proyecto comprobarlo. No obstante, para el anteproyecto de la cimentación, resulta útil disponer de una idea orientativa acerca de las presiones admisibles en los distintos terrenos.



Naturaleza del terreno	Presión admisible en Kg/cm ² , para profundidad de cimentación en m				
	0	0,5	1	2	≤3
1.Rocas (1)					
No estratificadas	30	40	50	60	60
Estratificadas	10	12	16	20	20
2.Terrenos sin cohesión (2)					
Graveras	—	4,0	5,0	6,3	8,0
Arenosos gruesos	—	2,5	3,2	4,0	5,0
Arenosos finos	—	1,6	2,0	2,5	3,2
3.Terrenos coherentes					
Arcillosos duros	—	—	4,0	4,0	4,0
Arcillosos semiduros	—	—	2,0	2,0	2,0
Arcillosos blandos	—	—	1,0	1,0	1,0
Arcillosos fluidos	—	—	0,5	0,5	0,5
4.Terrenos deficientes	En general resistencia nula, salvo que se determine experimentalmente el valor admisible				
Fangos					
Terrenos orgánicos					
Rellenos sin consolidar					
Observaciones:					
(1) a) Los valores que se indican corresponden a rocas sanas, pudiendo tener alguna grieta. b) Para rocas meteorizadas o muy agrietadas las tensiones se reducirán prudencialmente.					
(2) a) Los valores indicados se refieren a terrenos consolidados que requieren el uso de pico para removerlos. Para terrenos de consolidación media en que la pala penetra con dificultad, los valores anteriores se multiplican por 0,8. Para terrenos sueltos, que se remuevan fácilmente con la pala, los valores indicados se multiplicarán por 0,5. b) Los valores indicados corresponden a una anchura de cimiento igual o superior a 1 m. En caso de anchuras inferiores, la presión se multiplicará por la anchura del cimiento expresada en metros. c) Cuando el nivel freático diste de la superficie de apoyo menos de su anchura, los valores de la tabla se multiplicarán por 0,8.					

Tabla 2.3. Presiones admisibles en el terreno de cimentación.

Según las *Recomendaciones para el proyecto y ejecución de cimentaciones superficiales* de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, se ha elaborado la Tabla 2.4 y la Tabla 2.5 (Tabla 23.1, Montoya y la Tabla 23.2, Montoya, respectivamente), cuya información también resulta útil a título de orientación.

	Densidad	Anchos de zapata (m)
--	----------	----------------------



COMPACIDAD	relativa	Anchos de zapata (m)						
COMPACIDAD	relativa	1,00	1,60	2,00	2,50	3,00	4,00	5,00
Suelta	0,20 a 0,40	90 a 290	60 a 250	45 a 225	35 a 210	30 a 190	30 a 185	30 a 180
Media	0,40 a 0,60	290 a 600	250 a 540	225 a 500	210 a 465	190 a 450	185 a 435	180 a 420
Compacta	0,60 a 0,80	600 a 975	540 a 900	500 a 840	465 a 800	450 a 760	435 a 735	420 a 700
Muy compacta	> 0,80	> 975	> 900	> 840	> 800	>760	> 735	> 700

Tabla 2.4. Presiones admisibles en zapatas (KN/m²) para terrenos arenosos.

Si la arena, en toda la profundidad activa del cimiento, está por debajo de la capa freática, los valores dados en esta tabla deben reducirse a la mitad.

		ZAPATA	
		Aislada	Continua
Fluida	< 0,05	< 60	< 45
Blanda	0,05 a 0,10	60 a 120	45 a 90
Media	0,10 a 0,20	30 a 185	30 a 180
Semidura	0,20 a 0,40	185 a 435	180 a 420
Dura	> 0,40	> 480	> 360

Tabla 2.5. Presiones admisibles en zapatas y losas(KN/m²) para terrenos arcillosos.

A fin de determinar la presión admisible σ_{adm} es necesario conocer previamente si el suelo es *arenoso* (no cohesivo) o *arcilloso* (cohesivo).

Según la Norma Tecnológica de Zapatas NTE-CSZ (MOPU, 1986), en suelos *arenosos* se realizará un ensayo normal de penetración llamado (STP) según la Norma UNE 7308:74 y se tomará:

$$\sigma_{adm} = 10 \cdot n \tag{Ec. 2.1}$$

siendo: σ_{adm} = presión admisible del suelo en KN/m²;

n = número de golpes del STP para un avance en la penetración del suelo de 30 cm.



En suelos *arcillosos* deberá realizarse un ensayo llamado ensayo de resistencia a compresión simple según la Norma UNE 7402:77. Para ello se tomará:

$$\sigma_{adm} = 1000 \cdot R_u \quad (\text{Ec. 2.2})$$

siendo: σ_{adm} = presión admisible del suelo en KN/m²;

R_u = resistencia a compresión simple del suelo en N/mm².

2.2.5. Ángulo de rozamiento entre tierras y muro, δ

Es importante saber si entre la estructura y el suelo existe rozamiento pues ello provocaría la aparición de tensiones tangenciales, las cuales influyen en el movimiento y deformación de una estructura de contención puesto que modifican el estado tensional del suelo. Asociado a este concepto se encuentra el ángulo de rozamiento entre tierras y muro, δ . Para no entrar en extensas teorías geotécnicas, en este apartado se puntualizarán sólo los valores más frecuentes de dicho parámetro, resultado de la experimentación.

De ese modo, se operará dentro del intervalo $1/3 \cdot \varphi < \delta < 2/3 \cdot \varphi$. También se puede considerar el valor $\delta=0$ cuando se trate de un contacto entre estructura y suelo muy liso. Éste es el caso de las estructuras de contención con encofrado metálico (hecho totalmente contrario a las estructuras hormigonadas directamente contra el terreno, cuyo valor de δ es alto, siendo el valor máximo $\delta=\varphi$).

En los casos más desfavorables, como por ejemplo en terrenos coherentes, anegados o en muros de superficie muy lisa, se tomará un ángulo de rozamiento entre tierras y suelo:

$$\delta = 0^\circ$$

Con terrenos bien drenados y muros de superficie muy rugosa, el máximo valor posible será:

$$\delta = \varphi$$

Para el cálculo de los empujes, salvo justificación especial, no se pasará del valor

$$\delta < 2/3 \cdot \varphi$$

Debe prestarse mucha atención al hecho de que en la cara del muro en contacto con el terreno (trasdós), muchos tratamientos de impermeabilización pueden reducir el ángulo de rozamiento entre terreno y muro, δ , desde 0 al 50 %.

2.2.6. Profundidad del nivel freático si existe

En los casos en que existe, los cambios de posición del nivel freático provocan cambios en las posición de la estructura. Estos cambios de posición se deben a que, al descender el nivel freático, descienden las presiones hidrostáticas y, por tanto, aumentan las presiones efectivas y el terreno se comprime (desciende).



Un ejemplo famoso es el caso de la depuradora de Blanes, en el cual, debido a grandes bombeos realizados en los acuíferos, descendió el nivel freático y, por tanto, descendieron los depósitos de la depuradora. Al principio, se detectaron desniveles relativos, pero después se vio que toda la estructura había descendido.

2.3. Teorías para el cálculo de empujes sobre muros y tipos

La presión del terreno sobre un muro está fuertemente condicionada por la deformabilidad del muro, entendiéndose por presión del terreno no sólo la deformación que el muro experimenta como pieza de hormigón, sino también la que en el muro produce la deformación del terreno de cimentación.

2.3.1. Tipos de empujes

Existen tres posibles acciones que la tierra ejerce sobre el muro.

2.3.1.1. Empuje activo

Es la acción de las tierras cuando se limita su desplazamiento, por tanto, es el mínimo valor posible del empuje. Es el valor a partir del cual el muro cede frente al empuje de las tierras y se desplaza permitiendo la expansión lateral del suelo; ello provoca un fallo por corte del suelo y la cuña de rotura avanza hacia el muro y desciende. Por tanto, se puede interpretar como el empuje que el terreno ejerce sobre el muro.

2.3.1.2. Empuje pasivo

Si se aplican fuerzas al muro de forma que la acción de éste supere al empuje que experimentan las tierras, se produce un fallo por corte del suelo. Por tanto, es la acción contraria al empuje activo, es decir, el máximo valor posible que puede alcanzar el empuje para que el muro no se mueva, por tanto, se puede definir como la acción de las tierras cuando hay una fuerza que tiende a comprimirlas.

2.3.1.3. Empuje al reposo

Es aquel tal que las deformaciones que experimenta el muro y las que experimenta el terreno son prácticamente nulas. Algunos muros de gravedad y de sótano pueden encontrarse en este caso.

En los muros de contención, el empuje pasivo se sitúa generalmente, dado que no permanece inmóvil ante el empuje activo, en la puntera y tacón (si existe) ya que son estas



zonas donde el cimientto comprime el terreno. El empuje pasivo sólo tiene importancia en muros de cierta envergadura.

Debe tenerse presente lo siguiente:

$$\text{Empuje activo} < \text{Empuje al reposo} < \text{Empuje pasivo}$$

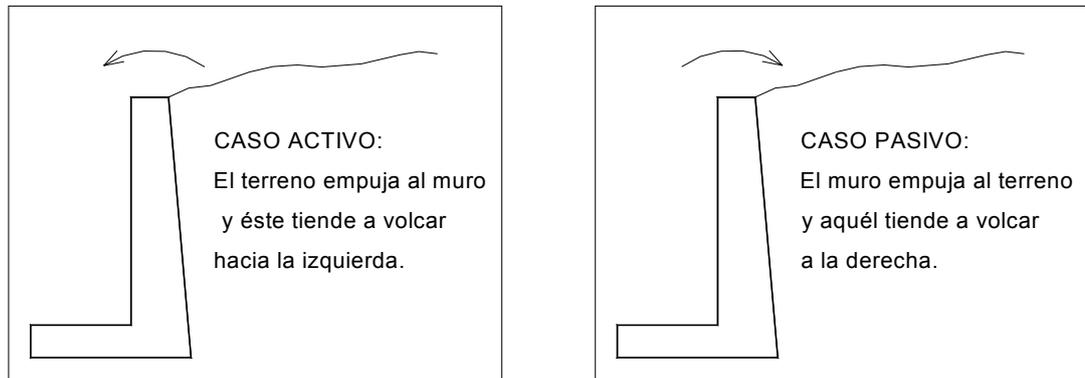


Fig. 2.6. Representaciones del empuje activo y del empuje pasivo

2.3.2. Teorías para el cálculo de empujes sobre muros

Existen varias teorías asociadas a este concepto. Sin embargo, se procede a detallar las dos más significativas:

2.3.2.1. El criterio de MOHR-COULOMB

El criterio de Mohr-Coulomb predice la rotura del terreno, que se produce cuando las tensiones tangenciales sobre el suelo alcanzan el siguiente valor:

$$\tau = C + \sigma' \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{Ec. 2.3})$$

siendo τ \equiv tensión tangencial sobre el suelo

C \equiv cohesión del suelo

σ' \equiv tensión normal efectiva sobre el suelo
(tensión normal menos la presión hidrostática del agua)

φ \equiv ángulo de rozamiento interno del suelo.

Esta ecuación marca una línea por encima de la cual no existen estados tensionales, es decir, cuando el semicírculo de Mohr alcanza esta recta, se produce la rotura del suelo.

Considerando un diferencial de suelo bajo el terreno de área A_1 , se puede definir las tensiones efectivas que actúan sobre éste, según la Fig. 2.7:



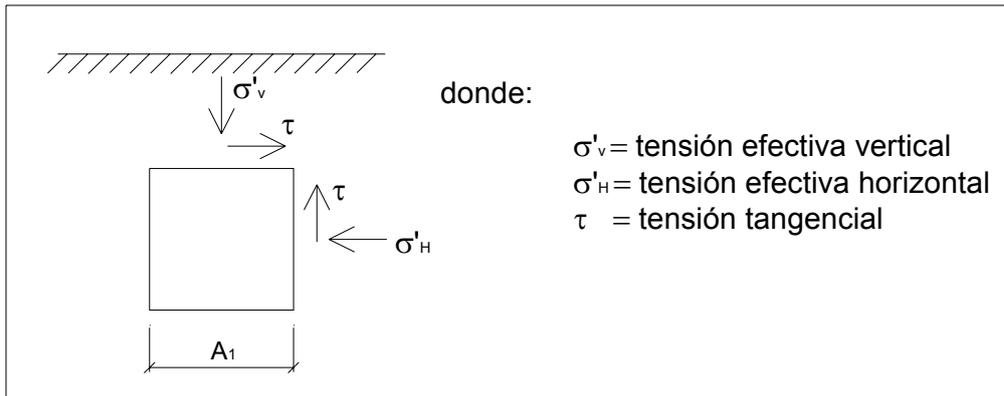


Fig. 2.7. Diferencial de área bajo el terreno

Entonces, el criterio de Mohr-Coulomb se visualiza a través de la Fig. 2.8, en la que la línea graficada indica que cuando las tensiones llegan a esta línea, se produce rotura del suelo.

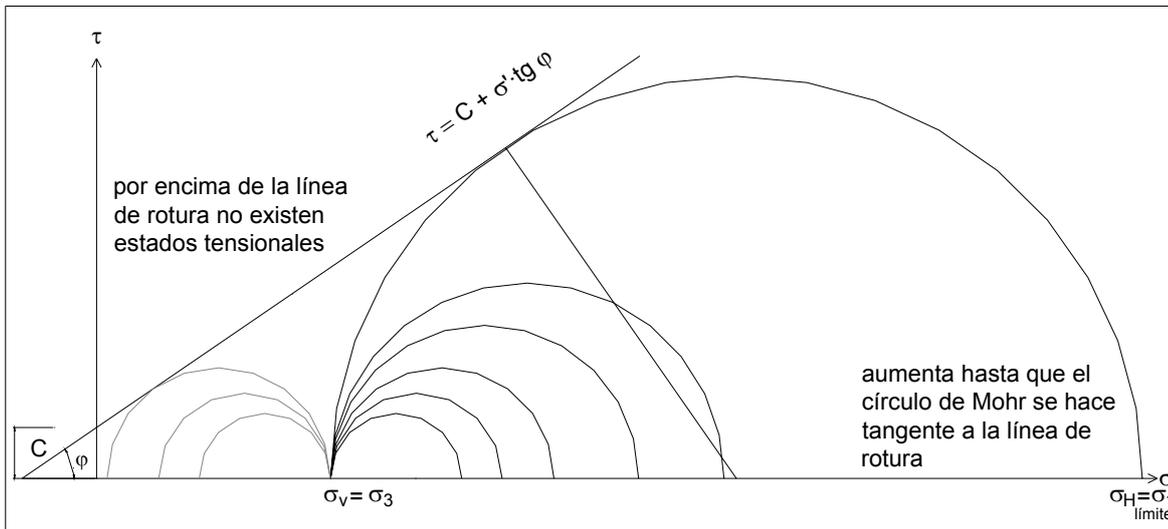


Fig. 2.8. Estado tensional del terreno y línea de rotura

Este criterio, además pone de manifiesto que la rotura del suelo está relacionada con la presencia de agua.

2.3.2.2. Teoría de COULOMB

La Teoría de Coulomb, debido a su simplicidad de aplicación, resulta muy adecuada para el cálculo de empujes sobre muros. Dicha teoría parte de las siguientes hipótesis:

- Se considera terreno no cohesivo ($C=0$).
- En condiciones iniciales, se considera que no existe agua en el terreno ($P_w=0$)
- Se admite que existe rozamiento entre tierra y muro ($\delta > 0$).



- La superficie del terreno forma un ángulo β con la horizontal.
- Se considera una estructura de contención definida por una altura H y un ángulo α con la horizontal.
- El suelo está caracterizado por un peso específico γ .
- Se supone una línea de rotura recta.

Coulomb considera una cuña de deslizamiento como la definida en la Fig. 2.9 por los puntos ABC, comprendida entre el muro y la línea AC (esta última llamada línea de rotura), por la cual, el suelo rompe. Si se considera el estado de fuerzas en la cuña, éstas deberán estar en equilibrio, las cuales son:

- el peso P_t de la cuña,
- la reacción E_a del muro contra el suelo,
- la reacción F del terreno sobre la cuña (que formará con la normal a la línea de rotura un ángulo igual al rozamiento interno del terreno, φ).

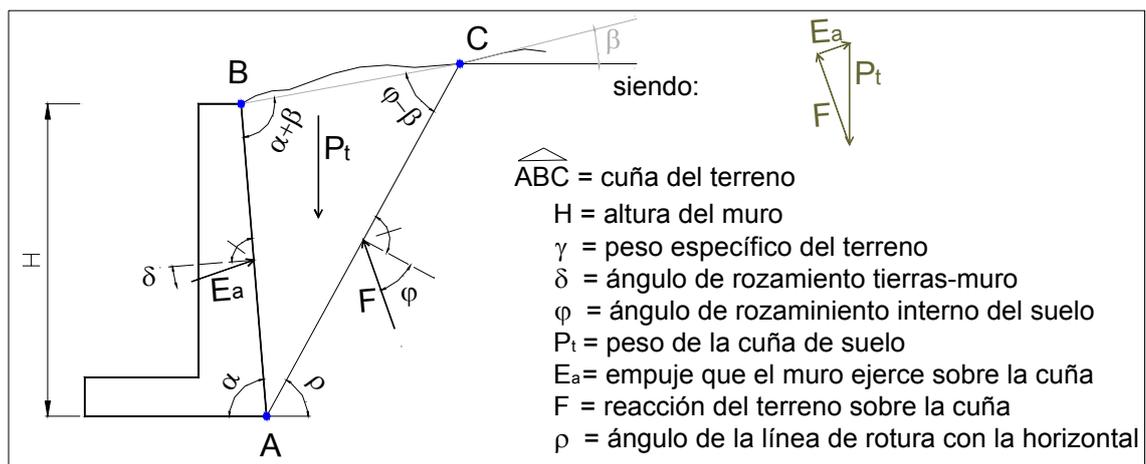


Fig. 2.9. Empuje de una cuña de terreno.

Coulomb considera varias cuñas función de la diferente posición de la línea de rotura y, por tanto, de ρ . Cada una tendrá un estado tensional determinado en el que el empuje E_a será función de ρ . Si se calcula el empuje para un número suficiente de cuñas ($E_a(\rho_0), E_a(\rho_1), \dots$) y se representa en un diagrama ρ - E_a , se obtiene una función cuyo máximo valor, resulta ser el empuje activo (Fig. 2.10). Por tanto, Coulomb define el empuje activo como el valor máximo de todos los valores de los empujes ejercidos (E_a) por todas las cuñas posibles sobre dicha estructura.



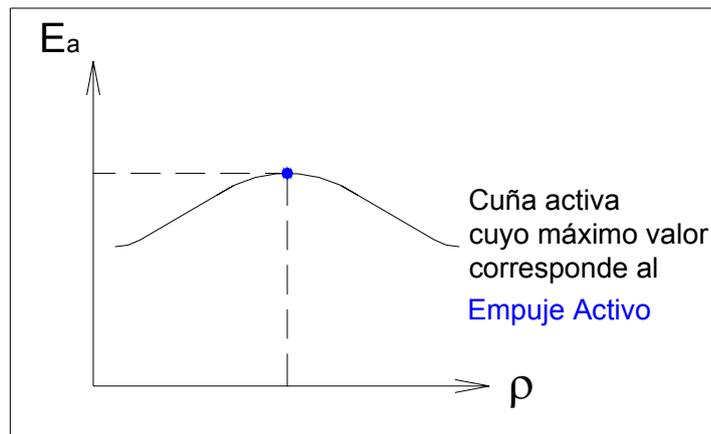


Fig. 2.10. Representación de la cuña activa

Para calcular el valor del empuje activo, se considera la cuña aislada del muro y del resto del terreno. Por tanto, E_a , F y P_t constituyen todas las acciones exteriores que se ejercen sobre la cuña. Cabe señalar que estas fuerzas son consideradas por unidad de longitud (perpendicular al plano del papel). E_a y F son incógnitas y, P_t es conocido.

Para calcular E_a y F , por tratarse de magnitudes vectoriales, se tendrá 6 incógnitas (módulo, dirección y sentido, de cada una de ellas), por tanto, se deberán encontrar 6 ecuaciones para resolver el sistema:

Tres ecuaciones de la estática.	Condiciones de rotura en las líneas AC, AB. (Fig. 2.9)	Imposición de máximo valor del empuje en función del ángulo de la cuña ρ .
$\left\{ \begin{array}{l} \sum F_H = 0 \\ \sum F_V = 0 \\ \sum M = 0 \end{array} \right\}$	$\left\{ \begin{array}{l} AC : \tau = C + \sigma' \cdot \text{tg } \varphi \\ AB : \tau = C + \sigma' \cdot \text{tg } \delta \end{array} \right\}$	$dE_a / d\rho = 0$

La expresión que se obtiene del empuje activo (P), descompuesta en una componente horizontal y en otra vertical es la que se detalla en la Ec. 2.4 y Ec. 2.5 (mirar Fig. 2.11).

$$\left\{ \begin{array}{l} P_h = \gamma \cdot \frac{H^2}{2} \cdot \lambda_h \\ P_v = \gamma \cdot \frac{H^2}{2} \cdot \lambda_v \end{array} \right\} \quad \text{(Ec. 2.4)}$$

siendo,
$$\left\{ \lambda_h = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}, \lambda_v = \lambda_h \cdot \cot g(\alpha - \delta) \right\} \quad \text{(Ec. 2.5)}$$



λ_h = coeficiente de empuje activo horizontal. Es un valor extraído de la norma NBE-AE-88. y depende de las siguientes variables:

- φ = ángulo de rozamiento interno del terreno
- δ = ángulo de rozamiento entre terreno y muro
- α = ángulo de inclinación del muro respecto a la horizontal
- β = ángulo del talud natural del terreno

λ_v = coeficiente de empuje activo vertical. También es un valor extraído de la norma NBE-AE-88 y depende de las mismas variables que λ_h .

H = altura del paramento del muro más el canto de la zapata.

γ = densidad de las tierras.

El valor de los parámetros λ_h y λ_v , puede tomarse de la Tabla 9.2 de las Normas Básicas en la Edificación, NBE AE-88, para diferentes valores de φ , δ , β y α (Mirar Anexo I).

Por otra parte, cabe señalar que no se ha considerado ninguna carga sobre el terreno.

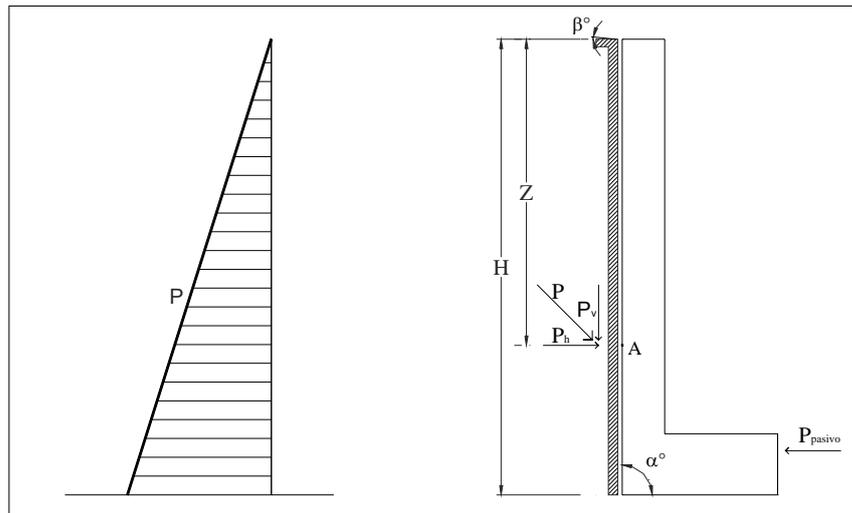


Fig. 2.11. Representación de los empujes del terreno

Para el caso particular, pero muy frecuente, de superficie de terreno horizontal ($\beta=0$), $\delta=0$ y trasdós del muro vertical $\alpha=90^\circ$, la Ec. 2.4 y Ec. 2.5 se transforman en:

$$\left\{ \begin{array}{l} P_h = \gamma \cdot \frac{H^2}{2} \cdot \frac{1 - \text{sen } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi} \\ P_v = 0 \end{array} \right\} \quad (\text{Ec. 2.6})$$

siendo $\left\{ \lambda_h = \frac{1 - \text{sen } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi}, \lambda_v = 0 \right\},$ (Ec. 2.7)

El empuje será horizontal, estará situado a una profundidad $Z=2H/3$ y se considerará por unidad de longitud de muro.



2.3.2.3. Teoría de RANKINE

Otra teoría muy importante para el cálculo de empujes, es la llamada Teoría de RANKINE, la cual no se va a detallar para no hacer demasiado extenso este apartado. Sólo se expondrán las conclusiones a las que llega dicha teoría:

Como conclusión, la Teoría de Rankine, deduce que el estado tensional horizontal depende del parámetro C . La presencia de cohesión en un suelo horizontal homogéneo no altera la orientación de los planos de rotura respecto del caso no cohesivo; lo único que varía es la magnitud de las tensiones horizontales de rotura, menores en el caso activo y mayores en el caso pasivo.

Por tanto, en breve se procederá a ir hacia el lado de la seguridad considerando $C=0$, es decir, Se considerará que no hay cohesión incluso en los terrenos coherentes.

Sólo exponer que cuando $\alpha=90^\circ$, $\beta=\delta=0^\circ$, la Teoría de RANKINE conduce al mismo valor que la de COULOMB.



3. Predimensionamiento de un muro sin talón.

3.1. Introducción

Se llama muro de contención a la estructura realizada para mantener y conservar o crear una diferencia de nivel de tierras. En un muro se distinguen, generalmente, dos partes principales, el alzado o paramento y el cimiento.

El cimiento deberá diseñarse de tal manera que soporte los esfuerzos de la estructura (acción) y del terreno (reacción). Esquemáticamente se visualiza en la Fig. 3.1.

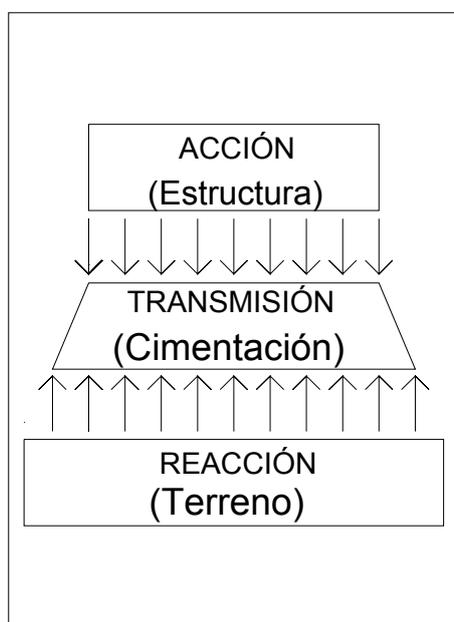


Fig. 3.1. Acción-reacción:
Estructura -Terreno

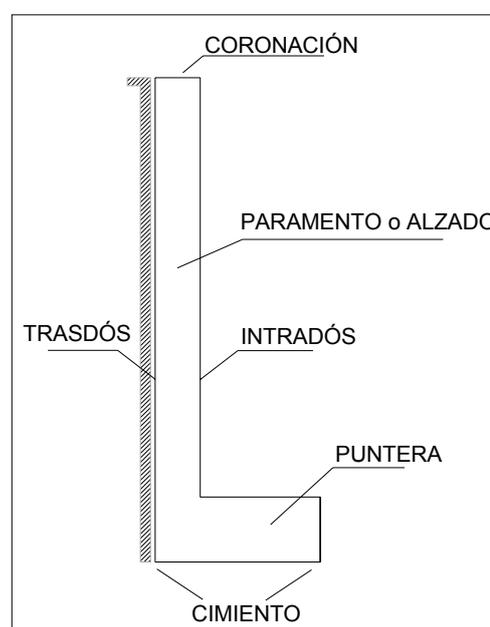


Fig. 3.2. Partes de un muro

La nomenclatura aceptada para las distintas partes que conforman el muro a tratar, se definen en la Fig. 3.2.

Dado que la resistencia y rigidez del terreno son, salvo raros casos, muy inferiores a los de la estructura, la cimentación deberá ser tal que bajo la superficie de ésta, la tensión que ejerza sobre el terreno no sobrepase a la tensión admisible de éste; por tanto, para dimensionar la cimentación se deberá tener en cuenta la tensión admisible del terreno de tal manera que tenga unas dimensiones, en planta, muy superiores a las de los elementos estructurales que en ella se apoyan, como, en el caso que se trata, un muro de contención. En dicho caso, se



quiere transmitir al terreno una carga lineal; así pues, esta cimentación será una zapata continua o corrida a lo largo de toda la longitud del muro Fig. 3.3.

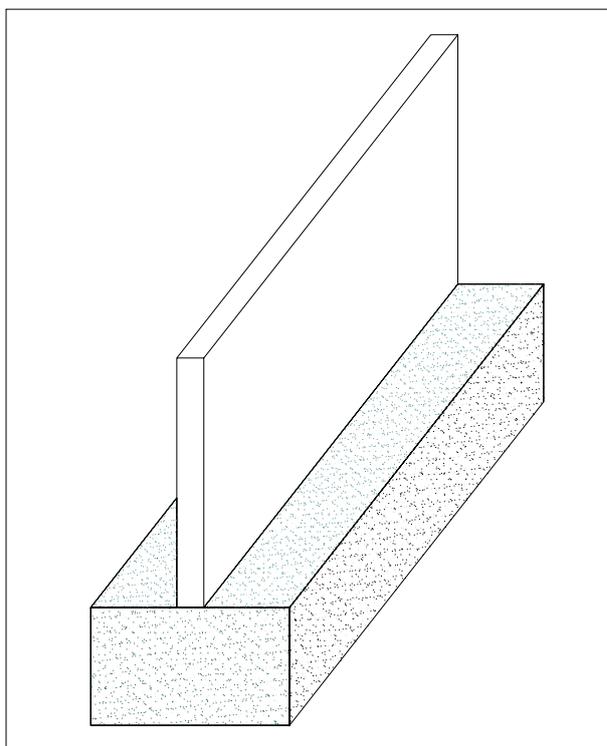


Fig. 3.3. Cimentación de un muro

Por ese motivo, se procede a particularizar el caso en el que el muro está soportado por una zapata continua, en la que no existe talón (parte de la zapata en el trasdós) ni tacón (parte inferior de la puntera que penetra más en el terreno).

Por otra parte, el hecho de considerar la hipótesis que la cimentación es una zapata continua (tipo de cimentación superficial más frecuente), se está suponiendo que, el terreno tiene ya en su superficie una resistencia media o alta en relación con las cargas de la estructura y es suficientemente homogéneo como para que no sean de temer asentamientos diferenciales entre las distintas partes de ésta.

3.2. Zapata continua bajo muro. Dimensiones en planta

Las dimensiones en planta de la zapata, se obtendrán del cálculo geotécnico (comprobando, como ya se ha comentado en el Apartado 2.2.4 que las presiones sobre el terreno y los asentamientos del mismo no superen sus valores admisibles, mirar Anexo A.2).



La profundidad del plano de cimentación también se fija en función de los resultados del estudio geotécnico, procurando que el terreno situado por debajo del mismo no quede alterado por las variaciones del nivel freático, si existe, o por agentes climatológicos externos como escorrentías y heladas. Se recomienda una profundidad mínima de 50 cm por debajo de la cota superficial y de 80 cm en caso de zonas con fuertes heladas. En proximidad de vías o corrientes de agua, el plano de apoyo debe quedar más profundo que el nivel más bajo del agua.

El plano de apoyo de cimentación debe ser horizontal o ligeramente escalonado suavizando, si existen, los desniveles bruscos del terreno.

Si el terreno presenta discontinuidades o cambios sustanciales de naturaleza, conviene independizar las estructuras y considerar cimentaciones situadas sobre distintas zonas homogéneas.

3.3. Canto de la zapata continua bajo muro

A diferencia de las dimensiones en planta de la zapata, el canto de ésta se obtendrá del cálculo estructural (dimensionamiento de la zapata como elemento de hormigón armado). Cabe señalar que el cálculo estructural se efectúa en el *estado límite último* y en él, se utilizan las acciones (y esfuerzos transmitidos por la estructura) mayoradas.

El canto óptimo se considerará aquel por debajo del cual sería necesario disponer de armadura de cortante. Se recomienda, en el caso de zapatas de espesor constante, elegir como valor de canto útil, d , el dado por la expresión (en metros):

$$d = \frac{11 \cdot \sigma_t}{\sigma_t + 370} \cdot v \geq 0'24 \text{ m} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

ya que este canto "d" (altura del armado inferior de la zapata, por tanto, $d=h_0-0'07$) recomendado está muy cercano al óptimo y permite evitar, en la mayoría de los casos, la comprobación de cortante, donde,

σ_t = presión uniforme del terreno sobre la zapata (KN/m^2), tal que,

$$\sigma_t = \frac{N_d}{B} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

N_d = axil mayorado transmitido por el muro a la zapata,
por metro lineal (KN/m)

B = ancho de la zapata

$$v = \text{vuelo de la zapata en metros, tal que } v = (B - b) / 2 \quad (\text{Ec. 3.3})$$

b = ancho del muro.



3.3.1. Cálculos

Hipótesis de partida:

- Longitudinalmente, se supone que el conjunto muro-zapata es infinitamente rígido.
- Distribución de presiones uniforme.
- Condiciones de las dimensiones en planta obtenidas del estudio geotécnico, y las condiciones para el canto obtenidas del cálculo estructural.
- Canto inicial y ancho de la zapata de los que partiremos el estudio: $h_0 = 0'6$ m, $B=2$ m, respectivamente.
- Terreno sin cohesión para el cálculo del empuje activo.
- Terreno homogéneo.

Condiciones:

$$\frac{H}{8} < h_0 < \frac{H}{5} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

$$H = h + h_0 \quad (\text{Ec. 3.5})$$

$$b \geq \frac{H}{12} \quad \text{mínimo 30 cm} \quad (\text{Ec. 3.6})$$

$$\frac{H}{2} > B > \frac{H}{3} \quad (\text{Ec. 3.7})$$

Datos:

$$h = 4'2 \text{ m}$$

$$\sigma_t = 3 \text{ Kg/cm}^2.$$

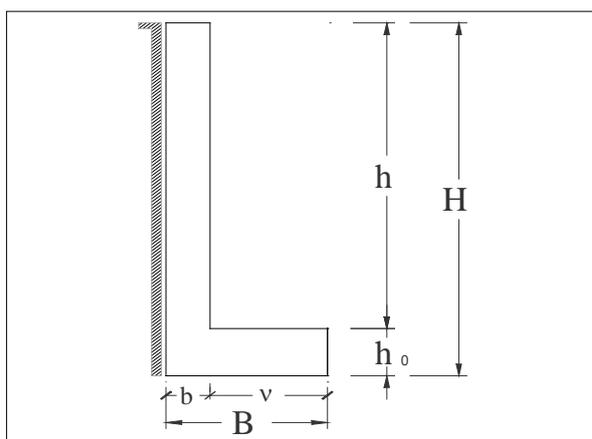


Fig. 3.4. Variables de un muro



- **1ª suposición:** canto de la zapata, $h_0 = 0'6$ m

– 1ª comprobación de las condiciones anteriores con dicha suposición:

La Ec. 3.3 de la página 23 queda:

$$\left(\frac{4'2 + 0'6}{8} = 0'65 \right) > 0'6 \Rightarrow \text{no cumple la Ec. 3.3.}$$

Por tanto, no se puede considerar dicho canto como correcto.

- **2ª suposición:** canto de la zapata, $h_0 = 0'65$ m

– 1ª comprobación de las condiciones anteriores con dicha suposición:

La Ec. 3.3 de la página 23 queda:

$$\left(\frac{4'2 + 0'65}{8} = 0'61 \right) < 0'6 < \left(\frac{4'2 + 0'65}{5} = 0'97 \right) \Rightarrow \text{Sí cumple la Ec. 3.3.}$$

Por tanto, por el momento, se puede considerar como válido $h_0 = 0'65$ m
y, como consecuencia,

$$H = 4'85 \text{ m} \\ (h+h_0=4'2+0'65)$$

– 2ª comprobación de las condiciones anteriores con dicha suposición:

La Ec. 3.6 de la página 24 queda:

$$b \geq \left(\frac{4'85}{12} = 0'4041 \text{ m} \right) \text{ y } b \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow b = 0'45 \text{ m}$$

Por tanto, por el momento, se puede considerar como válido $b = 0'45$ m

- **3ª suposición:** ancho de la zapata, $B = 2$ m

– 1ª comprobación de las condiciones anteriores con dicha suposición:

La Ec. 3.7 de la página 24 queda:

$$\left(\frac{4'2 + 0'65}{2} = 2'425 \right) > (B = 2) > \left(\frac{4'2 + 0'65}{3} = 1'61 \right) \Rightarrow \text{Sí cumple la Ec. 3.7.}$$

Ahora bien, como se trata de optimizar costes, se procede a reducir la dimensión considerada, B :



- **4ª suposición:** ancho de la zapata, $B = 1'65 \text{ m}$

– 1ª comprobación de las condiciones anteriores con dicha suposición:

La Ec. 3.7 de la página 24 queda:

$$\left(\frac{4'2 + 0'65}{2} = 2'425\right) > (B = 1'65) > \left(\frac{4'2 + 0'65}{3} = 1'61\right) \Rightarrow \text{Sí cumple la Ec. 3.7.}$$

Por tanto, por el momento, se puede considerar como válido **$B = 1'65 \text{ m}$**

– 2ª comprobación de las condiciones anteriores con dicha suposición:

La Ec. 3.1 de la página 23 queda:

$$d = h_0 - 0'07 = \frac{11 \cdot (3\text{Kg/cm}^2) \cdot (1\text{Kp/Kg}) \cdot (9'8\text{N/Kp}) \cdot (10^4 \text{cm}^2/\text{m}^2)}{(3\text{Kg/cm}^2) \cdot (1\text{Kp/Kg}) \cdot (9'8\text{N/Kp}) \cdot (10^4 \text{cm}^2/\text{m}^2) + 370} \cdot \left(\frac{1'65 - 0'45}{2}\right) \text{m}$$

$$d = 0'58 > 0'24 \text{ m}$$

Por tanto, definitivamente, se puede considerar como válido, **$B = 1'65 \text{ m}$**

donde el vuelo de la zapata, según la Ec. 3.3, $v = \left(\frac{1'65 - 0'459}{2}\right) = 1'2 \text{ m}$

3.3.2. Conclusión del predimensionamiento

Como resultado de los cálculos anteriores, los datos de las dimensiones del muro serán los siguientes:

$$H = 4'85 \text{ m}$$

$$h_0 = 0'65 \text{ m}$$

$$h = 4'20 \text{ m}$$

$$B = 1'65 \text{ m}$$

$$b = 0'45 \text{ m}$$

$$v = 1'20 \text{ m}$$

Por tanto, se procederá a realizar el estudio del siguiente muro:

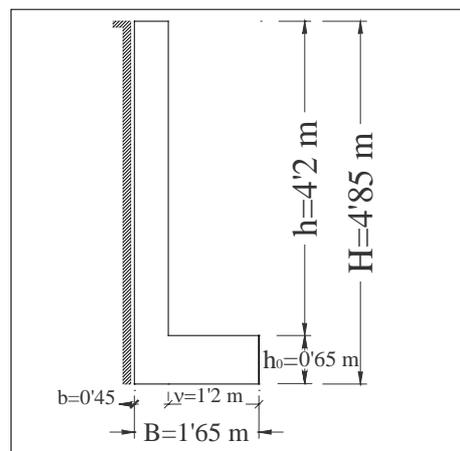


Fig. 3.5. Variables numéricas del muro



3.4. Cálculo de empujes del terreno sobre el muro

3.4.1. Introducción

En este apartado se calculará el empuje activo y no se tendrá en cuenta el empuje pasivo.

Dos motivos son los que han llevado a la decisión de no considerar el empuje pasivo:

1. El empuje pasivo sólo es importante en muros de cierta envergadura, y el muro del estudio en cuestión no es uno de ellos.
2. El empuje pasivo tiende a estabilizar el muro para que éste no tienda a volcar, luego, una regla de buena práctica sería no considerar este empuje con tal de irse al lado de la seguridad.

Como ya se ha comentado en el apartado 2.3, se recomienda como regla de buena práctica, calcular el empuje activo del terreno según la teoría de Coulomb prescindiendo de la cohesión ($C=0$) a lo largo de toda la altura del muro y considerando el terreno homogéneo.

Los datos iniciales para poder realizar los cálculos posteriores, se resumen en la Fig. 3.6.

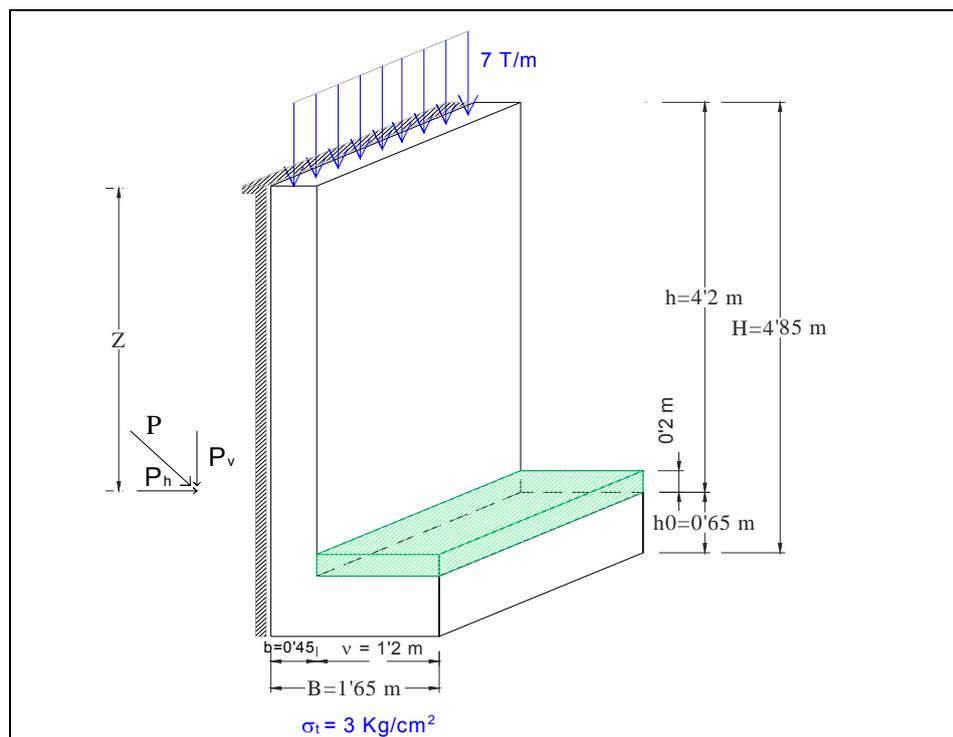


Fig. 3.6. Variables numéricas del muro



3.4.2. Cálculo del empuje activo

Hipótesis de partida:

- Terreno sin cohesión ($C=0$).
- Terreno homogéneo.
- Ángulo de inclinación del muro respecto a la horizontal $\alpha = 90^\circ$, por tanto, muro vertical.
- Ángulo del talud natural del terreno $\beta = 0^\circ$, por tanto, suelo horizontal.
- Carga en Kg/cm^2 situada sobre las tierras que sostiene el muro $q = 0 \text{ Kg/cm}^2$.
- Ángulo de rozamiento entre terreno y muro $\delta = 0^\circ$, por tanto, caso desfavorable (argumentado en el apartado 2.2.5).
- Ángulo de rozamiento interno del terreno, $\varphi = 35^\circ$ (Tabla 2.2 de la página 10, suelo de gravas con arena compacta).
- Peso específico aparente $\gamma_t = 2 \text{ T/m}^3$, obtenido para $\varphi = 35^\circ$ (Tabla 2.2 de la página 10).
- Coeficientes de empuje activo λ_H y λ_V vienen dados por las respectivas expresiones detalladas en la Ec. 2.7 de la página 19 o a través de la tabla 9.2 NBE AE-88 con los valores $\varphi=35^\circ$, $\delta=0^\circ$, $\beta=0^\circ$ y $\alpha=90^\circ$ (Tabla A.2).

El empuje activo se puede descomponer al entrar en contacto con el paramento del muro en dos componentes, una horizontal (P_H , empuje horizontal) y otra vertical (P_V , empuje vertical). Su representación se detalla en la Fig. 2.11 de la página 19 y en la Fig. 3.6 de la página 27.

Los valores de P_H y P_V vendrán dados a través de la Ec. 2.4 de la página 18 por unidad de longitud del muro, y serán:

$$\left\{ \begin{array}{l} P_h = \gamma \cdot \frac{H^2}{2} \cdot \lambda_h = \left(2 \frac{\text{T}}{\text{m}^3} \right) \cdot \frac{(4'85 \text{ m})^2}{2} \cdot 0'27 = 4'76 \text{ T} = P_h \\ P_v = \gamma \cdot \frac{H^2}{2} \cdot \lambda_v = \left(2 \frac{\text{T}}{\text{m}^3} \right) \cdot \frac{(4'85 \text{ m})^2}{2} \cdot 0'00 = 0'00 \text{ T} = P_v \end{array} \right\} \text{ (por metro lineal)}$$

Por otra parte, el punto de aplicación del empuje horizontal (P_h), se encuentra situado a una distancia z de la coronación del muro de $2/3$ de H (detallado en la página 19) y su valor es:

$$z = 2'80 \text{ m}^{(1)}$$

⁽¹⁾ Nota: Según la teoría de Coulomb y considerando el caso genérico en el que existe una carga continua, q , encima del terreno, la expresión de z viene dada por la siguiente fórmula:

$$\left\{ z = h \cdot \left(\frac{2 \cdot \gamma \cdot h + 3 \cdot q \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)}}{3 \cdot \gamma \cdot h + 6 \cdot q \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)}} \right) \right\}$$



3.5. Comprobaciones

Las comprobaciones a realizar son las que se exponen a continuación, todas ellas para una rebanada de muro de ancho unidad en sentido perpendicular al plano de la figura. Por tanto, se procede a realizar un estudio sobre un tramo de una unidad de longitud de muro.

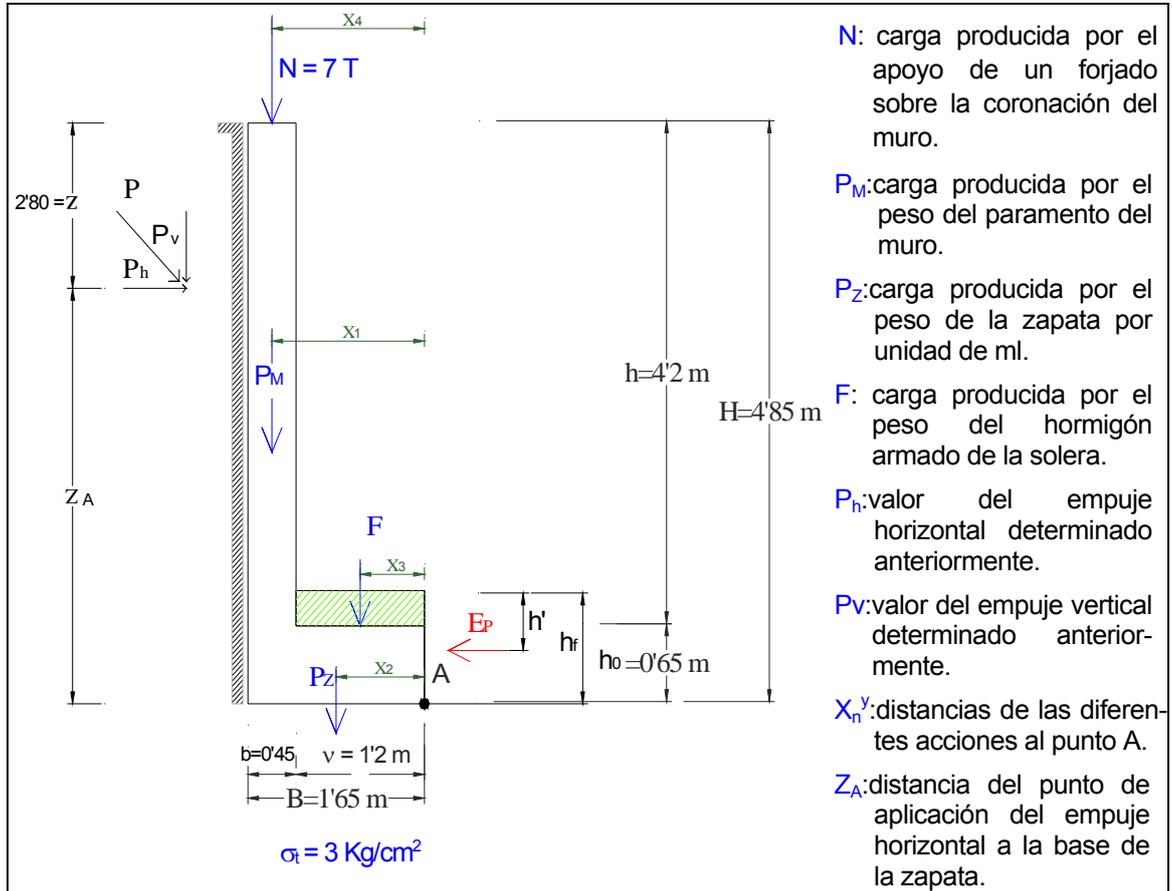


Fig. 3.7. Variables y dimensiones numéricas del muro

3.5.1. Estabilidad del muro al vuelco

Convencionalmente se supone que el giro del muro se produce alrededor del punto A, correspondiente a la arista exterior del cimiento (Fig. 3.7)*.

Para que el muro sea estable al vuelco se debe comprobar que el momento de vuelco (M_v) multiplicado por el coeficiente de seguridad al vuelco, sea inferior o igual al momento estabilizante (M_e) producido por las distintas cargas gravitatorias.

* Realmente los escasos ensayos disponibles indican que el giro se produce alrededor de un punto situado por debajo del plano de cimentación.



No existe una normativa española que fije el valor de este coeficiente, sin embargo, es práctica usual aceptar una seguridad de 1'8 para las acciones frecuentes y reducir este valor a 1'5 para combinaciones que incluyan acciones infrecuentes o excepcionales. En el caso particular de comprobación a sismo, el valor suele reducirse a 1'2.

$$M_v \cdot 1'8 \leq M_e \tag{Ec. 3.8}$$

El único momento volcador es el producido por el empuje P (P_h,P_v) y son momentos estabilizantes los debidos al resto de fuerzas detalladas en la Fig. 3.7y sus excentricidades respecto al punto A (incluido el empuje pasivo E_p, el cual, no consideramos). Por tanto,

$$\text{Momento volcador: } M_v = P_h \cdot (h + h_0 - z) = 4'76 \cdot (4'2 + 0'65 - 2'80) = 9'76 \text{ T} \cdot \text{m} \tag{Ec. 3.9}$$

$$\text{Momento estabilizador: } M_e = N \cdot x_4 + F \cdot x_3 + P_z \cdot x_2 + P_M \cdot x_1 + E_p \cdot (h_f - h') \tag{Ec. 3.10}$$

donde: $P_z = B \cdot h_0 \cdot \gamma_H \cdot (\text{long.} = 1) = 1'65 \cdot 0'65 \cdot 2'5 \cdot 1 = 2'68 \text{ T}^{**} \tag{Ec. 3.11}$

$$F = v \cdot 0'20 \cdot \gamma_H \cdot (\text{long.} = 1) = 1'20 \cdot 0'20 \cdot 2'5 \cdot 1 = 0'60 \text{ T} \tag{Ec. 3.12}$$

$$P_M = b \cdot h \cdot \gamma_H \cdot (\text{long.} = 1) = 0'45 \cdot 4'20 \cdot 2'5 \cdot 1 = 4'73 \text{ T}^{**} \tag{Ec. 3.13}$$

Para facilitar y ordenar el trabajo se recurrirá a un cuadro como el que se detalla a continuación, en el que se consignan todos los datos.

ELEMENTO	CARGA (T) / valor (T/ml)	DIST. "A" / valor	MOMENTO(T·m) / valor
Carga coronación muro	N = 7	x ₄ = 1'425	M _e = 9'975
Paramento muro	P _M = 4'73	x ₁ = 1'425	M _e = 6'740
peso zapata	P _Z = 2'68	x ₂ = 0'825	M _e = 2'211
carga solera	F = 0'60	x ₃ = 0'60	M _e = 0'360
Emp.act. horizontal	P _H = 4'76	Z _A = 2'05	M _v = 9'760
Emp.act. vertical	P _V = 0'00	B= 1'65	M _e = 0
Emp.pasivo	E _P = 0'00	h _f -h'= 0'35	M _e = 0

Tabla 3.8. Fuerzas y distancias respecto al punto A

$$\Sigma M_e = 19'29$$

$$\Sigma M_v = 9'76$$

Con lo cual, sustituyendo los valores de la tabla anterior a la Ec. 3.10 y a la Ec. 3.9, la expresión del momento estabilizador y de vuelco quedan de la siguiente manera:

$$M_e = 7 \cdot 1'425 + 0'6 \cdot 0'6 + 2'68 \cdot 0'825 + 4'73 \cdot 1'425 + 0 = 19'29 \text{ T} = M_e \Rightarrow M_e = 19'29 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$M_v \cdot 1'8 = 9'76 \cdot 1'8 = 17'56 \text{ T} \cdot \text{m} = M_v \Rightarrow M_v = 17'56 \text{ T} \cdot \text{m}$$

Por tanto, **SÍ** cumple la condición de estabilidad al vuelco, (Ec. 3.8, página 30).

**(γ_H), la densidad del hormigón endurecido, depende de muchos factores pero, como sus variaciones son pequeñas, puede tomarse el valor 2300Kg/m³ para hormigones en masa y 2500Kg/m³ para los armados.



3.5.2. La estabilidad del muro a deslizamiento

La fuerza que puede producir el deslizamiento es la componente horizontal de empuje $P_h^{(1)}$.

Como P_h es el valor a partir del cual el muro cede frente al empuje de las tierras y se desplaza permitiendo la expansión lateral del suelo, se va a asegurar que nunca se llega a dicho valor definiendo el llamado "coeficiente de seguridad al deslizamiento", γ_d , mediante el cual, se puede afirmar que para que el conjunto no deslice se debe cumplir la expresión,

$$\boxed{\text{Fuerzas que se oponen al deslizamiento} \geq \gamma_d \cdot P_h} \quad (\text{Ec. 3.14})$$

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento son el rozamiento de la base del muro con el suelo de cimentación y el eventual pasivo, E_p , frente al muro.

Así pues, dicha fuerza que resiste al deslizamiento viene dada por la expresión

$$R = (N' + P_v) \cdot \mu + E_p \quad (\text{Ec. 3.15})$$

donde N' = Resultante de los pesos de muro y de las zonas de terreno situadas verticalmente sobre la puntera (y el talón, en caso de existir)⁽³⁾.

P_v = Componente vertical del empuje.

E_p = Empuje pasivo frente al muro.

μ = Coeficiente de rozamiento entre suelo y hormigón. En general será el resultado del correspondiente estudio geotécnico. Para terrenos granulares puede tomarse $\mu = tg \varphi$ (criterio conservador), tomando φ de la Tabla 2.2 en la página 10. El coeficiente μ también se puede obtener de la Tabla 3.9

Tipo de suelo	Coeficiente μ
Arenas sin limos	0'55
arenas limosas	0'45
Limos	0'35
Roca sana con superficie rugosa	0'60

Tabla 3.9. Coeficiente μ en función de la tipología de suelo.

Por tanto, si se sustituye la Ec. 3.15 a la Ec. 3.14, se obtiene la siguiente expresión de condición de NO deslizamiento,

$$(N' + P_v) \cdot \mu + E_p \geq \gamma_d \cdot P_h \quad (\text{Ec. 3.16})$$

⁽¹⁾Recordemos que el plano de contacto entre cimiento y suelo es plano. Si no ocurre así, las fórmulas son inmediatamente generalizables trabajando con las componentes de las fuerzas perpendiculares y paralelas al plano de contacto.

⁽²⁾ En terrenos cohesivos debe considerarse además la adherencia.

⁽³⁾ El efecto de la cuña de terreno situada verticalmente sobre el trasdós, ya está incluido en el cálculo de empuje y no entra en el, por tanto, en el cómputo del valor de N' .



Normalmente, la consideración exigida desde el punto de vista de deslizamiento es $\gamma_d \geq 1.5$

Para el caso del sismo, suele adoptarse $\gamma_d \geq 1.2$.

La inclusión del valor E_p en la Ec. 3.16 requiere una consideración detenida. Por un lado, dicha inclusión nunca debe adoptarse sin un estudio cuidadoso del suelo. Independientemente de lo anterior, la movilización del empuje pasivo requiere corrimientos apreciables del muro, que pueden ser incompatibles con sus condiciones de servicio ($\gamma_d=1$), por tanto, el no deslizamiento debe quedar asegurado sin contar con el empuje pasivo, salvo que en servicio puedan tolerarse corrimientos importantes. Es por ello, que yendo hacia el lado de la seguridad, se despreciará el empuje pasivo, con lo cual, la Ec. 3.16 queda,

$$(N'+P_v) \cdot \mu \geq 1.5 \cdot P_h \quad (\text{Ec. 3.17})$$

Existe la posibilidad de aumentar la seguridad a deslizamiento mediante la disposición de un tacón o inclinando el plano de cimentación; este último caso, implica una mayor complejidad de ejecución en la excavación del cimientó y el montaje de la ferralla.

Considerando las fuerzas verticales de la Tabla 3.8 de la página 30, el valor de N' queda:

$$N' = P_M + P_Z + N + F = 4.73 + 2.68 + 7 + 0.60 = 15.01 \text{ T}$$

Por otra parte, si se considera $\mu = 0.5^{(1)}$ y el resto de valores de la Tabla 3.8, la Ec. 3.17 queda del siguiente modo:

$$15.01 \cdot 0.5 \geq 1.5 \cdot 4.76 \Rightarrow 7.5 \geq 7.14$$

Por tanto, **SÍ** cumple la condición de estabilidad deslizamiento Ec. 3.17

3.5.3. Tensiones sobre el terreno de cimentación bajo el empuje incrementado

Llamando N' a la componente de las fuerzas normales a la base de contacto cimiento-suelo y e_n a su excentricidad respecto al punto medio de dicha base (Fig. 3.10) y aceptando que las tensiones del cimiento bajo el suelo son de compresión y uniformes en todo el ancho AA' de contacto de la base para una rebanada de ancho unidad, se tiene:

$$\sigma_t = \frac{N'}{AA'} = \frac{N'}{2 \cdot \left(\frac{B}{2} - |e_n| \right)} \quad (\text{Ec. 3.18})$$

donde e_n se considera positivo hacia la puntera.

⁽¹⁾ Se ha cogido un valor más desfavorable respecto al valor asociado a la hipótesis inicial para $\varphi=35^\circ$, lo que implica $\mu=0.7$.



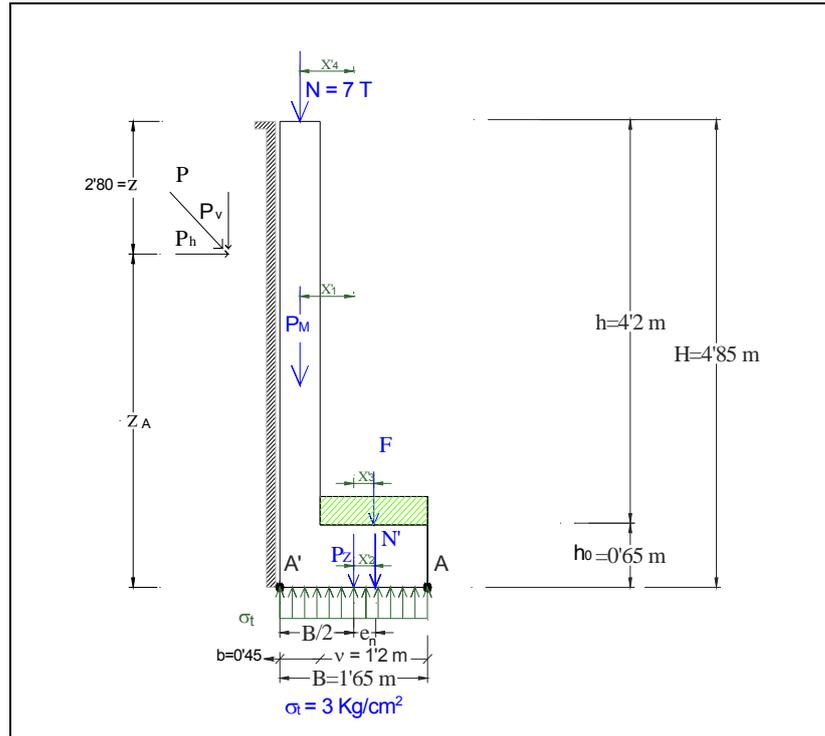


Fig. 3.10. Estado tensional

Su valor se obtiene inmediatamente tomando momentos respecto al punto medio de la base (se desprecia la influencia de E_p):

$$P_H \cdot Z_A - (N + P_M) \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2} \right) + F \cdot \left(\frac{B}{2} - \frac{v}{2} \right) = N' \cdot e_n \quad (\text{Ec. 3.19})$$

Observando la Fig. 3.10 y la Tabla 3.11, de la Ec. 3.19 se deduce:

ELEMENTO	CARGA (T) / valor (T/ml)	DIST. al Centro zap./valor(m)
Carga coronación muro	N = 7'00	$x'_4 = (1'65/2) - (0'45/2)$
Paramento muro	$P_M = 4'73$	$x'_1 = (1'65/2) - (0'45/2)$
peso zapata	$P_Z = 2'68$	$x'_2 = 0$
carga solera	F = 0'60	$x'_3 = (1'65/2) - (1'2/2)$
Emp.act. horizontal	$P_H = 4'76$	$Z_A = 2'05$
Emp.act. vertical	$P_V = 0'00$	$B/2 = 1'65/2$
Fuerza resultante vert.	$N' = 15'01$	$e_n = ?$

Tabla 3.11. Fuerzas y excentricidades con el empuje incrementado

$$e_n = \frac{4'76 \times 2'05 - (7 + 4'73) \cdot \left(\frac{1'65 - 0'45}{2} \right) + 0'6 \times \left(\frac{1'65 - 1'2}{2} \right) + 0 \times \frac{1'65}{2}}{15'01} = 0'1902 \text{ m}$$



Recuérdese que e_n es la distancia desde el centro de la zapata al punto por donde pasa la resultante de todas las fuerzas que actúan. Se debe dimensionar el muro de manera que las tensiones en el terreno sean inferiores a la admisible, debiendo verificarse $\sigma_t \leq \sigma_{t,adm}$. σ_t vendrá fijado de acuerdo con las características del suelo de cimentación.

Respecto a la distribución de tensiones σ_t , la diferencia con los resultados de adoptar distribución lineal, trapezoidal o triangular, desde el punto de vista geotécnico, la distribución rectangular es una hipótesis más realista y que además permite un cálculo geotécnico más coherente, en especial para el cálculo de las presiones de hundimiento. Véase el texto provisional actual del "EUROCÓDIGO EC_1: Geotechnical Design. Part 1: General Rules" (4.3).

Suele imponerse algún límite para el valor de la excentricidad e_n . En España no existe normalización alguna referente a muros, pero es frecuente exigir que el punto de paso de la resultante no diste menos de $B/6$ del borde del muro⁽¹⁾. La intención de una limitación de este tipo es evitar el hecho, realmente peligroso, de que si la resultante está muy cerca del borde del cimiento, un ligero aumento del empuje, y por tanto, de la excentricidad, provoque un fuerte incremento de la tensión en el borde.

Se comprueba que $e_n = 0.19 \leq (B = 1.65 / 2 = 0.82)$.

Ahora bien, se va a proceder hacia el lado de la seguridad manteniendo las condiciones anteriores y suponiendo que, por cualquier razón, el empuje pasa del valor de servicio P , a un valor incrementado $P^*(P_H^*, P_V^*)$. Ello supone una nueva resultante cuyo punto de paso ya no es el anterior sino uno ubicado más cerca del extremo de la puntera y un nuevo bloque de tensiones.

Sea σ_t^* , llamada tensión incrementada, aquella bajo el empuje incrementado, y sea e_n^* la excentricidad de esta resultante de fuerzas generada por el empuje incrementado. Por consiguiente, la tensión sobre el suelo pasará a ser:

$$\sigma_t^* = \frac{N' + P_V^*}{AA'} = \frac{N' + P_V^*}{2 \cdot \left(\frac{B}{2} - |e_n^*| \right)} \quad (\text{Ec. 3.20})$$

y la nueva excentricidad se obtendrá a partir de la siguiente ecuación, igual a la Ec. 3.18, pero con los valores de P_H y e_n incrementados.

$$P_h^* \cdot Z_A - (N + P_M) \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2} \right) + F \cdot \left(\frac{B}{2} - \frac{v}{2} \right) = N' \cdot e_n^* \quad (\text{Ec. 3.21})$$

siendo $P_h^* = \chi_f \cdot P_h$ (extensivo a P , $\chi_f = 1.5$ y $\sigma_t^* = 2 \cdot \sigma_{t,adm}$), Se debe verificar $\sigma_t^* \leq \sigma_{t,adm}$.

⁽¹⁾ Sería lógico, por razones de tolerancia de ejecución, establecer un mínimo absoluto. Se sugiere el valor de 0.2m.



3.5.3.1. Cálculo de la tensión máxima, $\sigma_{m\acute{a}x.} \equiv \sigma_t$

Como las presiones sobre el terreno son de compresión y la zapata trabaja a flexión, la distribución de dichas presiones sigue la ley de Navier.

$$\sigma_t = \frac{N'}{B + h_0} \pm \frac{6 \cdot M_r}{B^2 \cdot (\text{long.} = 1)} \quad (\text{Ec. 3.22})$$

donde M_R es el momento resultante en la dirección principal de la zapata perpendicular al plano del papel.

$$\sigma_t = \frac{15'01}{1'65 \times 0'65} \pm \frac{6 \times 15'01 \times 0'19}{B^2 \cdot (\text{long.} = 1)} = \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{t,m\acute{a}x.} = 20'287 \text{ T/m}^2 = 2'03 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{t,m\acute{i}n.} = 0'703 \text{ T/m}^2 = 0'77 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

por tanto, $\sigma_t = 2'03 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{adm.} = 3 \text{ Kg/cm}^2$ (dato del enunciado).

Se procede a hacer una segunda comprobación utilizando la Tabla 2.3 que se halla en la página 11 (tabla 8.1 de la norma NBE-AE-88, Acciones en la Edificación):

(Terrenos sin cohesión) + (hipótesis consideradas) + (suelos intermedios entre arenosos gruesos a profundidades entre 0,5 y 1 m de profundidad de cimentación), se obtiene un valor entre 2'5 y 3'2 Kg/cm².

Se procede a hacer una tercera comprobación:

Según las *recomendaciones para el proyecto y ejecución de cimentaciones superficiales* de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, de la Tabla 2.4 , página 12 (para suelos arenosos, compacidad media, y ancho de zapata entre 1'5 y 2 m), se obtiene una $\sigma_{adm.} = 2,25 \text{ Kg/cm}^2$ en el caso más desfavorable.

Conclusión: Para todo criterio, $\sigma_t < \sigma_{adm.}$

3.5.3.2. Cálculo de la tensión máxima incrementada, $\sigma_{m\acute{a}x.}^* \equiv \sigma_t^*$

Se procede a calcular P_h ($P_h^* = \chi_f \cdot P_h = 1'5 \cdot 4'76 = 7'14 \text{ T}$) y se sustituye dicho valor a la Ec. 3.21 de la página 34, obteniendo el valor de e_n^* :

$$7'14 \cdot 2'05 - (7 + 4'73) \cdot \left(\frac{1'65 - 0'45}{2} \right) + 0'6 \cdot \left(\frac{1'65 - 0'45}{2} \right) = 15'01 \cdot e_n^*$$

$$e_n^* = 0'53 \text{ m} \leq (B = 1'65 / 2 = 0'82 \text{ m})$$

Imponiendo a la Ec. 3.20, $e_n^* = 0'53 \text{ m}$, $B = 0'82 \text{ m}$, $N' = 15'01 \text{ m}$ (Ec. 3.17 pág.32), se obtiene $\sigma_t^* = 2'54 \text{ Kg/cm}^2 < (\sigma_{t,adm}^* = 2 \cdot \sigma_t = 4'06) \text{ Kg/cm}^2$.

Conclusión: $\sigma_t < \sigma_{adm.}$



3.5.4. Comprobación a cortante

Las zapatas predimensionadas de acuerdo con lo indicado en el Apartado 3.3 (página 23) no suelen necesitar comprobación a cortante. No obstante, a continuación se indican las comprobaciones según la Instrucción española, que son las que han servido de base para deducir la expresión del canto útil recomendado.

La comprobación se hace en una sección situada a una distancia igual al canto útil del paramento del soporte o muro. Sin embargo, como el cortante máximo se produce en la junta de hormigonado entre cimiento y paramento, y su valor es

$$V_d = 1'6 \cdot P_h \quad (\text{Ec. 3.23})$$

se va a considerar dicha ecuación para hacer la comprobación a cortante en lugar de comprobarlo genéricamente a través de la sección mencionada en el párrafo anterior.

Para ello se debe cumplir

$$\boxed{V_d \leq V_{cu}} \quad (\text{Ec. 3.24})$$

siendo $V_{cu} \equiv$ esfuerzo cortante último, tal que

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot d \cdot (\text{long} = 1) \quad (\text{Ec. 3.25})$$

- $f_{cv} \equiv$ resistencia convencional del hormigón a cortante, dada por la expresión:

$$f_{cv} = 0'12 \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (\text{Ec. 3.26})$$

En esta expresión se usan las siguientes notaciones:

- $\xi \equiv$ coeficiente que tiene en cuenta el canto útil en el efecto del engranamiento de áridos.
- $\rho_l \equiv$ cuantía geométrica de la armadura longitudinal de tracción, que posibilita la resistencia por el efecto arco y por el efecto pasador.
- $f_{ck} \equiv$ resistencia característica del hormigón expresada en N/mm^2 .

El coeficiente ξ puede obtenerse mediante la Ec. 3.27 en la que el canto útil d debe expresarse en mm.

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (\text{Ec. 3.27})$$

La cuantía ρ_l viene dada mediante la expresión:

$$\rho_l = \frac{A_s}{(\text{long}) \cdot d} \leq 0'02 \quad (\text{Ec. 3.28})$$

siendo A_s el área de la armadura longitudinal de tracción anclada en la sección objeto de estudio.



$$A_{s\text{mín.}} = \rho_{\text{mín}} \cdot b \cdot (\text{long} = 1000) \quad (\text{mm}) \quad (\text{Ec. 3.29})$$

siendo $\rho_{\text{mín}}$ \equiv cuantía geométrica mínima, en tanto por mil, referida a la sección total de hormigón. Se obtiene de la EHE, en la Tabla 42.3.5, según diferentes tipos de acero. Dicha tabla corresponde a la Tabla A.5 del presente proyecto.

Así pues, según la Tabla A.5, del Anexo A, se obtienen los siguientes valores de cuantías mínimas para el caso de la armadura vertical de muros y dos tipos de aceros:

$$\rho_{\text{mín B 400 S}} = 0'0012 \quad \text{y} \quad \rho_{\text{mín B 500 S}} = 0'0009$$

Por tanto, de la Ec. 3.29,

$$A_s = \left\{ \begin{array}{l} \frac{1'2}{1000} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{1 \text{ m}} \cdot 450 \text{ mm} = 540 \text{ mm}^2 = A_{s\text{ B 400 S}} \\ \frac{0'9}{1000} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{1 \text{ m}} \cdot 450 \text{ mm} = 405 \text{ mm}^2 = A_{s\text{ B 500 S}} \end{array} \right\}$$

de la Ec. 3.28, se tiene:

$$\rho_l = \left\{ \begin{array}{l} \frac{540 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} \cdot 374 \text{ mm}} = 0'00144 = \rho_{\text{mín B 400 S}} \\ \frac{405 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} \cdot 374 \text{ mm}} = 0'00108 = \rho_{\text{mín B 500 S}} \end{array} \right\} < 0'02$$

de la Ec. 3.27, se tiene:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{450 - 76^{(*)}}} = 1'73127$$

Para calcular la resistencia convencional del hormigón a cortante, f_{cv} , previamente se debe escoger el tipo de hormigón con el que se realizará el muro para obtener la resistencia característica del hormigón a compresión, f_{ck} . Para ello, deberá mirarse del Anexo A, la Tabla A.6, la Tabla A.7 y la Tabla A.8. La utilización de estas tablas lleva a la selección de dos tipos de hormigón. A continuación se detallan los criterios escogidos.

Se va a tratar un amplio abanico de posibilidades sin considerar casos muy extremos. Entre las que se van a tratar se incluirán,

- condiciones ambientales Ila sin posibles heladas, erosión ni deterioro por agente químico, por tanto, se considerará el hormigón con resistencia característica

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

- condiciones ambientales IIb, Ila, IIIa, IIIb con posibles agentes químicos Qa, Qb, tipos de heladas, H, F y erosión, por tanto, se considerará el hormigón con resistencia característica

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2.$$



A continuación se detalla una tabla con todos los cálculos necesarios para comprobar la condición de cortante (Ec. 2.4).

f_{yk} N/mm ² f_{ck} N/mm ²	Resistencia convencional del hormigón a cortante, f_{cv} (N/mm ²), (Ec. 3.26)	Esfuerzo cortante último, V_{cu} (T), (Ec. 3.25)
$f_{yk} = 400$ $f_{ck} = 25$	$f_{cv} = 0'12 \cdot 1'73127 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0'00144 \cdot 25} = 0'3184$	$V_{cu} = 0'3184 \cdot 374 \cdot 10^{-1} = 11'91$
$f_{yk} = 400$ $f_{ck} = 30$	$f_{cv} = 0'12 \cdot 1'73127 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0'00144 \cdot 30} = 0'3386$	$V_{cu} = 0'3386 \cdot 374 \cdot 10^{-1} = 12'67$
$f_{yk} = 500$ $f_{ck} = 25$	$f_{cv} = 0'12 \cdot 1'73127 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0'00108 \cdot 25} = 0'2893$	$V_{cu} = 0'2893 \cdot 374 \cdot 10^{-1} = 10'82$
$f_{yk} = 500$ $f_{ck} = 30$	$f_{cv} = 0'12 \cdot 1'73127 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0'00108 \cdot 30} = 0'3074$	$V_{cu} = 0'3074 \cdot 374 \cdot 10^{-1} = 11'50$

Tabla 3.12. Valores necesarios para comprobación a cortante

Recuérdese que $V_d = 1'6 \cdot P_H = 7'616T$, por tanto, $\forall V_{cu}$ se cumple $V_d \leq V_{cu}$, luego los cuatro casos contemplados cumplen la condición de cortante.

3.5.5. Armado del paramento a flexión

En el trasdós del paramento se disponen unas armaduras principales capaces de absorber un momento M_{S2} que se determina mediante la expresión:

$$M_{S2} = [h - (H - Z_A)] \cdot P_H \cdot 1'6 \tag{Ec. 3.30}$$

siendo la sección S_2 la sección de referencia que se considera para el cálculo a cortante tal como define la norma EHE en su Art. 59.2.1.2.1.

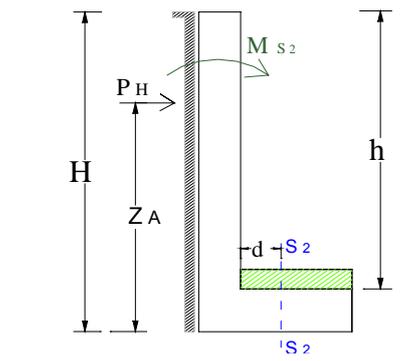


Fig. 3.13. Sección S_2

Para determinar las armaduras, se puede utilizar cualquier método basado en los principios generales de cálculo indicados por la EHE en su artículo 42º, como la utilización de ábacos o mediante un procedimiento muy sencillo basado en el cálculo de la capacidad mecánica a través de fórmulas y, la utilización de tablas con el valor numérico obtenido. Las fórmulas utilizadas en este procedimiento son las que se detallan a continuación:



$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad (\text{Ec. 3.31})$$

$$\mu = \frac{M_{S2}}{f_{cd} \cdot (\text{long} = 1000 \text{ mm}) \cdot d^2} \quad (\text{Ec. 3.32})$$

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) \quad (\text{Ec. 3.33})$$

$$U_s = A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot f_{cd} \cdot (\text{long} = 1000 \text{ mm}) \cdot d \quad (\text{Ec. 3.34})$$

siendo,

- μ \equiv Momento flector reducido o relativo
- M_{S2} \equiv momento flector mayorado en la sección de referencia
- f_{cd} \equiv resistencia de cálculo del hormigón a compresión
- f_{ck} \equiv resistencia característica del hormigón en N/mm²
- b \equiv dimensión del lado perpendicular al que estamos determinando la armadura (longitud unitaria del muro \equiv long=1000 mm.)
- ω \equiv cuantía mecánica
- A_s \equiv armadura estricta
- d \equiv canto útil de la sección
- U_s \equiv capacidad mecánica en toneladas
- γ_c \equiv coeficiente de seguridad o minoración de la resistencia del hormigón

cuya finalidad es el cálculo de la capacidad mecánica para los distintos tipos de hormigón. Con objeto de facilitar el método, se incluyen en este apartado unas tablas con las capacidades mecánicas de las armaduras (Tabla A.9, Tabla A.10 y Tabla A.11, las cuales, son las Tablas 8.9, 8.10 y 8.11, respectivamente, del libro "Hormigón Armado.14ª edición basada en la EHE" de P.J.Montoya, A.G.Meseguer Y F.Morán Cabré). Cabe recordar que la capacidad mecánica de una armadura, U_s , es el producto del área de su sección por su resistencia de cálculo. Buscando en dichas tablas el valor de U_s hallado, se obtiene, siguiendo el eje de ordenadas, el número de barras y, según el eje de abscisas, el diámetro de las mismas.

Para el caso de acero B 400 S se utilizará la Tabla A.9 (única tabla admitida por la Instrucción Española), mientras que para el acero B 500 S se utilizará la Tabla A.10 (para armaduras traccionadas) y la Tabla A.11 (para las armaduras comprimidas).

Posteriormente, mediante la Tabla A.12 (Tabla 8.8 del libro "Hormigón Armado.14ª edición basada en la EHE" de P.J. Montoya, A.G. Meseguer Y F.Morán Cabré) y el número de barras junto con el diámetro obtenido, se obtiene el valor de la sección, el cual servirá para comprobar si se cumple la cuantía mínima según EHE (Tabla A.5).

Una vez comprobada la condición anterior, se procede a calcular el armado horizontal del trasdós del muro utilizando:



(Tabla A.5), Tabla 42.3.5 EHE, párrafo en el que se expone lo siguiente: "En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad".

+

Considerar A_s de la ecuación $\rho = A_s / A_c$

Obtención del armado
 \Rightarrow transversal del trasdós a través de las tablas.

Para el cálculo de la armadura vertical en la cara opuesta a la tracción (intradós del muro) se considera:

La condición de cuantía geométrica mínima (Anexo I, Tabla A.5: "La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima al 30% de la consignada".

+

Los valores obtenidos en la Ec. 3.34 de la capacidad mecánica de la cara traccionada U_{sHA-25}, U_{sHA-30}

Obtención del armado
 \Rightarrow transversal del trasdós a través de las tablas.

Para hallar el armado horizontal de la cara opuesta a la tracción se considerará el mismo que el de la cara traccionada.

- Notas: 1. Cuando se calcule la capacidad mecánica se deberá tener en cuenta los diferentes tipos de hormigón.
2. Cuando se halle el armado a través de las tablas de las capacidades mecánicas, se deberá tener en cuenta el tipo de acero y, sólo para el caso del acero B-500-S si estamos en la cara traccionada o comprimida.

3.5.5.1. Caso acero B 500 S . Cálculo armado vertical en la cara traccionada (trasdós)

De la Ec. 3.30 se tiene $M_{s2} = [4'2 - (4'85 - 2'05)] \cdot 4'76 \cdot 1'6 = 10'6624 \text{ T}$

De la Ec. 3.31 se tiene $f_{cd} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{25 \text{ N/mm}^2}{1'5} = 16'67 \text{ N/mm}^2 = f_{cd25} \\ \frac{30 \text{ N/mm}^2}{1'5} = 20'00 \text{ N/mm}^2 = f_{cd30} \end{array} \right\}$



$$\text{De la Ec. 3.32 se tiene } \mu = \left\{ \begin{array}{l} \frac{10'6624 \text{ mT} \cdot \frac{10 \text{ KN}}{1 \text{ T}} \cdot \frac{1000 \text{ N}}{1 \text{ KN}} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{1 \text{ m}}}{16'67 \text{ N/mm}^2 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot (374 \text{ mm})^2} = 0'0457 = \mu_{25} \\ \frac{10'6624 \text{ mT} \cdot \frac{10 \text{ KN}}{1 \text{ T}} \cdot \frac{1000 \text{ N}}{1 \text{ KN}} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{1 \text{ m}}}{20 \text{ N/mm}^2 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot (374 \text{ mm})^2} = 0'0381 = \mu_{30} \end{array} \right\}$$

$$\text{De la Ec. 3.33 se tiene } \omega = \left\{ \begin{array}{l} 0'0457 \cdot (1 + 0'0457) = 0'0478 = \omega_{25} \\ 0'0381 \cdot (1 + 0'0381) = 0'0396 = \omega_{30} \end{array} \right\}$$

$$\text{De la Ec. 3.34 se tiene } U_s = \left\{ \begin{array}{l} 0'0478 \cdot 16'67 \cdot 1000 \cdot 374 = 298013 \text{ N} = 298'01 \text{ KN} = U_{s25} \\ 0'0396 \cdot 20'00 \cdot 1000 \cdot 374 = 296208 \text{ N} = 296'21 \text{ KN} = U_{s30} \end{array} \right\}$$

Conclusión: Tanto para HA-25 como para HA-30, el trasdós del muro se armará con 7φ12 verticales de acero B 500 S por metro lineal (según Tabla A.10).

En ambos casos se obtiene una sección 791'63 mm² según Tabla A.12.

Comprobación que se cumple la condición de la cuantía geométrica mínima según EHE :

$$[A_{S \text{ B } 500 \text{ S}} = 791'63 \text{ mm}^2 \text{ (Tabla A.12)}] > [A_{S \text{ mín. B } 500 \text{ S}} = 405 \text{ mm}^2 \text{ (Ec.3.29)}]$$

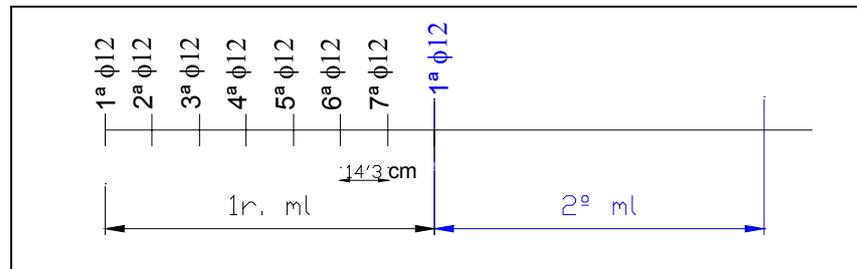


Fig. 3.14. Distribución armado vertical trasdós muro

3.5.5.2. Caso acero B 500 S. Cálculo armado horizontal en la cara traccionada (trasdós)

$$A_{S \text{ mín. B } 500 \text{ S horz.}} = \frac{\rho_{\text{mín. horz.}}}{2} \cdot (\text{long. muro}) \cdot b = \frac{3'2 \cdot 10^{-3}}{2} \cdot 10^3 \cdot 450 = 720 \text{ mm}^2$$

Con el valor $A_s=720 \text{ mm}^2$ y la Tabla A.12 se obtiene 7φ12 por ml.



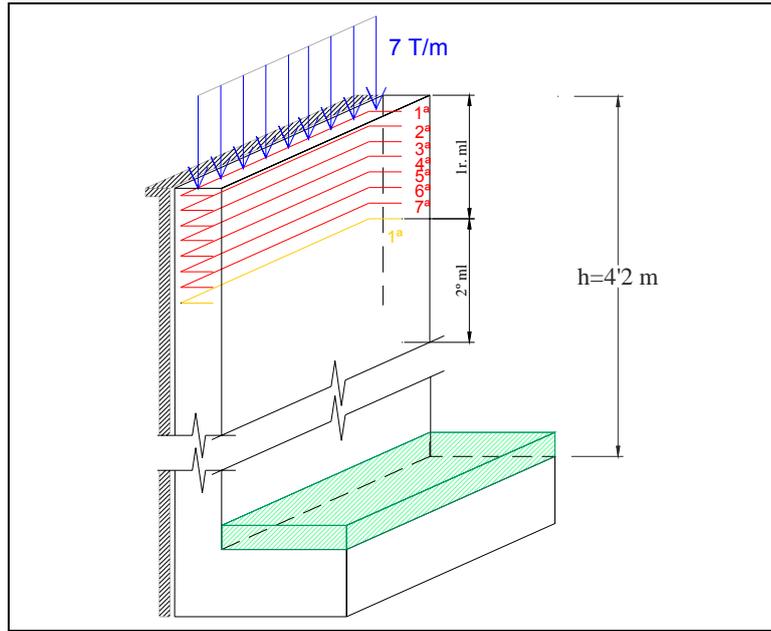


Fig. 3.15. Distribución armado horizontal trasdós muro

3.5.5.3. Caso acero B 500 S. Cálculo armado vertical en la cara opuesta a la tracción (intradós)

Según recomendación de la EHE se considerará el 30% de la capacidad mecánica del trasdós, por tanto considerando los valores obtenidos de la Ec. 3.34 y aplicándoles el 30% se tiene:

$$\begin{aligned}
 30\% U_{S_{HA-25}} &= 0'3 \cdot 298'01 = 89'40 \text{ KN} = U_{S_{\text{intradós HA-25}}} \\
 30\% U_{S_{HA-30}} &= 0'3 \cdot 296'21 = 88'86 \text{ KN} = U_{S_{\text{intradós HA-30}}} \\
 U_{S_{\text{int radós HA-25}}} &= 89'40 \text{ KN} + \text{Tabla A.10} \Rightarrow 5\phi 8 \text{ p.ml} \\
 U_{S_{\text{int radós HA-30}}} &= 88'86 \text{ KN} + \text{Tabla A.10} \Rightarrow 5\phi 8 \text{ p.ml}
 \end{aligned}$$

Conclusión: Tanto para HA-25 como para HA-30, el intradós del muro se armará con 5φ8 verticales de acero B 500 S por metro lineal. En ambos casos se obtiene una sección 251'30 mm² según Tabla A.12.

3.5.5.4. Caso acero B 500 S. Cálculo armado horizontal en la cara opuesta a la tracción (intradós)

Según recomendación de la EHE, se considerará el mismo armado horizontal que el trasdós del muro, luego, el intradós del muro tendrá como armado horizontal (o armadura de reparto) 7φ12 por ml.



3.5.5.5. Caso acero B 400 S. Cálculo armado vertical en la cara traccionada (trasdós)

De la Ec. 3.30 se tiene $M_{s2} = [4'2 - (4'85 - 2'05)] \cdot 4'76 \cdot 1'6 = 10'6624 \text{ T}$

$$\text{De la Ec. 3.31 se tiene } f_{cd} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{25 \text{ N/mm}^2}{1'5} = 16'67 \text{ N/mm}^2 = f_{cd25} \\ \frac{30 \text{ N/mm}^2}{1'5} = 20'00 \text{ N/mm}^2 = f_{cd30} \end{array} \right\}$$

$$\text{De la Ec. 3.32 se tiene } \mu = \left\{ \begin{array}{l} \frac{10'6624 \text{ mT} \cdot \frac{10 \text{ KN}}{1 \text{ T}} \cdot \frac{1000 \text{ N}}{1 \text{ KN}} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{1 \text{ m}}}{16'67 \text{ N/mm}^2 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot (374 \text{ mm})^2} = 0'0457 = \mu_{25} \\ \frac{10'6624 \text{ mT} \cdot \frac{10 \text{ KN}}{1 \text{ T}} \cdot \frac{1000 \text{ N}}{1 \text{ KN}} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{1 \text{ m}}}{20 \text{ N/mm}^2 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot (374 \text{ mm})^2} = 0'0381 = \mu_{30} \end{array} \right\}$$

$$\text{De la Ec. 3.33 se tiene } \omega = \left\{ \begin{array}{l} 0'0457 \cdot (1 + 0'0457) = 0'0478 = \omega_{25} \\ 0'0381 \cdot (1 + 0'0381) = 0'0396 = \omega_{30} \end{array} \right\}$$

$$\text{De la Ec. 3.34 se tiene } U_s = \left\{ \begin{array}{l} 0'0478 \cdot 16'67 \cdot 1000 \cdot 374 = 298013 \text{ N} = 298'01 \text{ KN} = U_{s25} \\ 0'0396 \cdot 20'00 \cdot 1000 \cdot 374 = 296208 \text{ N} = 296'21 \text{ KN} = U_{s30} \end{array} \right\}$$

(hasta aquí, los cálculos són los mismos que para el caso de B-500-S.)

Conclusión: Tanto para HA-25 como para HA-30, el trasdós del muro se armará con 8φ12 verticales de acero B 400 S por metro lineal (según Tabla A.9).

En ambos casos se obtiene una sección 904'72 mm² según la Tabla A.12.

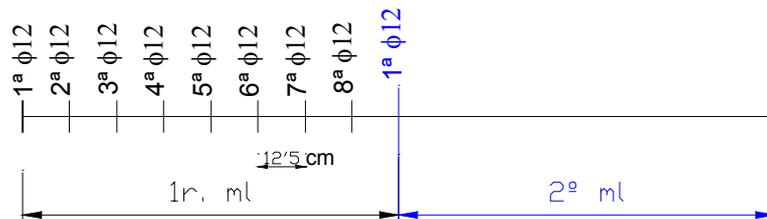


Fig. 3.16. Distribución armado vertical trasdós muro

Comprobación que se cumple la condición de la cuantía geométrica mínima según EHE :

$$[A_{S \text{ B } 400 \text{ S}} = 904'72 \text{ mm}^2 (\text{Tabla A.9})] > [A_{S \text{ mín. B } 400 \text{ S}} = 540 \text{ mm}^2 (\text{Ec.3.29})]$$



3.5.5.6. Caso acero B 400 S. Cálculo armado horizontal en la cara traccionada (trasdós)

$$A_{S \text{ mín. B 500 S horz.}} = \frac{\rho_{\text{mín. horz.}}}{2} \cdot (\text{long. muro}) \cdot b = \frac{4'0 \cdot 10^{-3}}{2} \cdot 10^3 \cdot 450 = 900 \text{ mm}^2 \text{ (Ec. 3.29 pág. 37)}$$

Con el valor $A_s=900 \text{ mm}^2$ y la Tabla A.12 se obtiene **8 ϕ 12 por ml.**

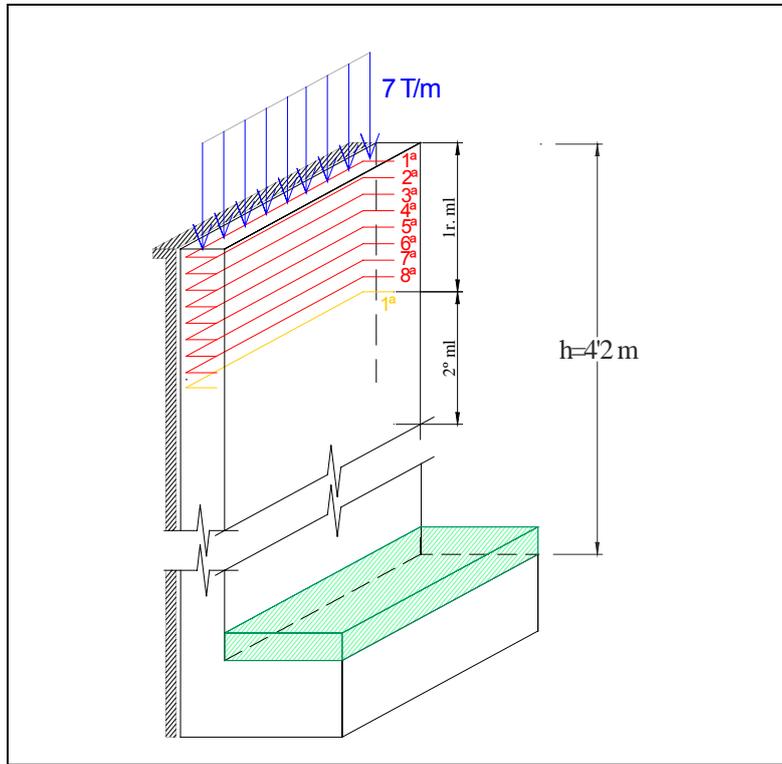


Fig. 3.17. Distribución armado horizontal intradós muro

3.5.5.7. Caso acero B 400 S. Cálculo armado vertical en la cara opuesta a la tracción (intradós)

Según recomendación de la EHE se considerará el 30% de la capacidad mecánica del trasdós, por tanto considerando los valores obtenidos de la Ec. 3.34 y aplicándoles el 30% se tiene:

$$30\% U_{S \text{ HA-25}} = 0'3 \cdot 298'01 = 89'40 \text{ KN} = U_{S \text{ intradós HA-25}}$$

$$30\% U_{S \text{ HA-30}} = 0'3 \cdot 296'21 = 88'86 \text{ KN} = U_{S \text{ intradós HA-30}}$$

$$U_{S \text{ intradós HA-25}} = 89'40 \text{ KN} + \text{Tabla A.9} \Rightarrow 4\phi 10 \text{ p.ml}$$

$$U_{S \text{ intradós HA-30}} = 88'86 \text{ KN} + \text{Tabla A.9} \Rightarrow 4\phi 10 \text{ p.ml}$$

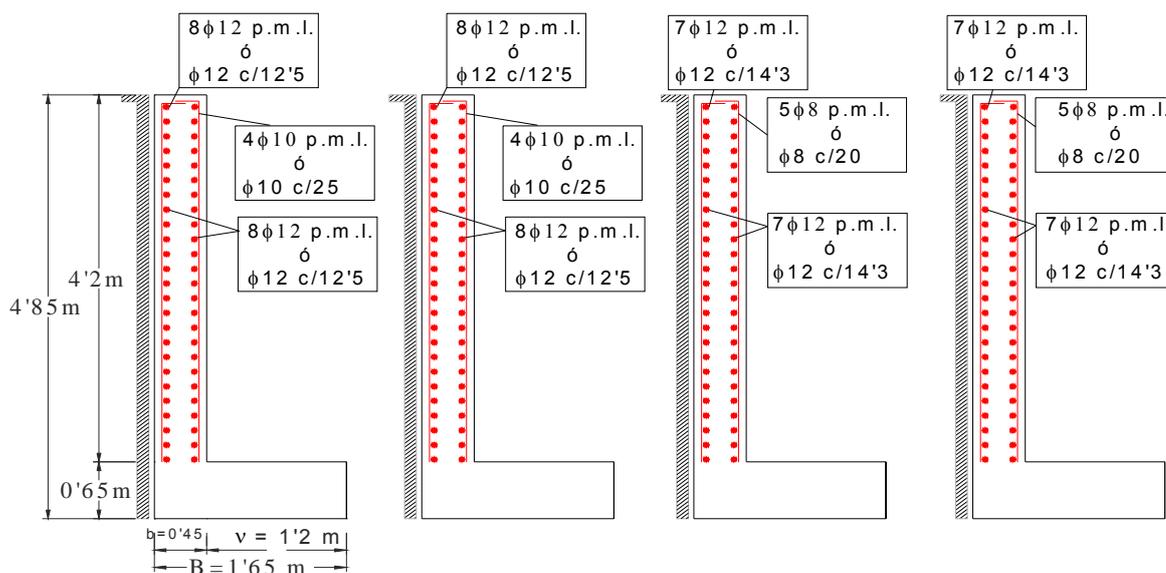
Conclusión: Tanto para HA-25 como para HA-30, el intradós del muro se armará con 4 ϕ 10 verticales de acero B 500 S por metro lineal. En ambos casos se obtiene una sección 314'16 mm² según Tabla A.12.



3.5.5.8. Caso acero B 400 S. Cálculo armado horizontal en la cara opuesta a la tracción (intradós)

Según recomendación de la EHE, se considerará el mismo armado horizontal que el trasdós del muro, luego, el intradós del muro tendrá como armado horizontal (o armadura de reparto) **8φ12 por ml.**

3.5.5.9. Conclusión del armado del paramento



HA-25, B-400-S	HA-30, B-400-S	HA-25, B-500-S	HA-30, B-500-S
<u>Trasdós</u>	<u>Trasdós</u>	<u>Trasdós</u>	<u>Trasdós</u>
$V \left\{ \begin{array}{l} U_s = 298'01 \text{ KN} \\ A_s = 904'72 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$	$V \left\{ \begin{array}{l} U_s = 298'01 \text{ KN} \\ A_s = 904'72 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$	$V \left\{ \begin{array}{l} U_s = 298'01 \text{ KN} \\ A_s = 904'72 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$	$V \left\{ \begin{array}{l} U_s = 298'01 \text{ KN} \\ A_s = 904'72 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$
$H \left\{ A_s = 900'00 \text{ mm}^2 \right\}$	$H \left\{ A_s = 900'00 \text{ mm}^2 \right\}$	$H \left\{ A_s = 900'00 \text{ mm}^2 \right\}$	$H \left\{ A_s = 900'00 \text{ mm}^2 \right\}$
<u>Intradós</u>	<u>Intradós</u>	<u>Intradós</u>	<u>Intradós</u>
$V \left\{ \begin{array}{l} U_s = 89'40 \text{ KN} \\ A_s = 314'16 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$	$V \left\{ \begin{array}{l} U_s = 89'40 \text{ KN} \\ A_s = 314'16 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$	$V \left\{ \begin{array}{l} U_s = 89'40 \text{ KN} \\ A_s = 314'16 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$	$V \left\{ \begin{array}{l} U_s = 89'40 \text{ KN} \\ A_s = 314'16 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$
$H \left\{ A_s = 900'00 \text{ mm}^2 \right\}$	$H \left\{ A_s = 900'00 \text{ mm}^2 \right\}$	$H \left\{ A_s = 900'00 \text{ mm}^2 \right\}$	$H \left\{ A_s = 900'00 \text{ mm}^2 \right\}$



3.5.6. Cálculo del armado de la zapata rígida

Para definir las armaduras, se puede utilizar cualquier método basado en los principios generales de cálculo indicados por la EHE en su Artículo 42°.

Se va a considerar el artículo 58.4.1. de la instrucción EH91, en el que se considera la sección de referencia S_1 para el cálculo del armado de la zapata a flexión. Se define la sección S_1 plana, perpendicular a la zapata y tiene en cuenta la sección total de la zapata. Es paralela a la cara de soporte y está situada detrás de dicha cara a una distancia igual a $0'15 \cdot b$, siendo "b" la sección del soporte (ancho muro) medida ortogonalmente a la sección que se considera. El canto útil de esta sección se tomará igual al canto útil de la zapata (Fig. 3.18).

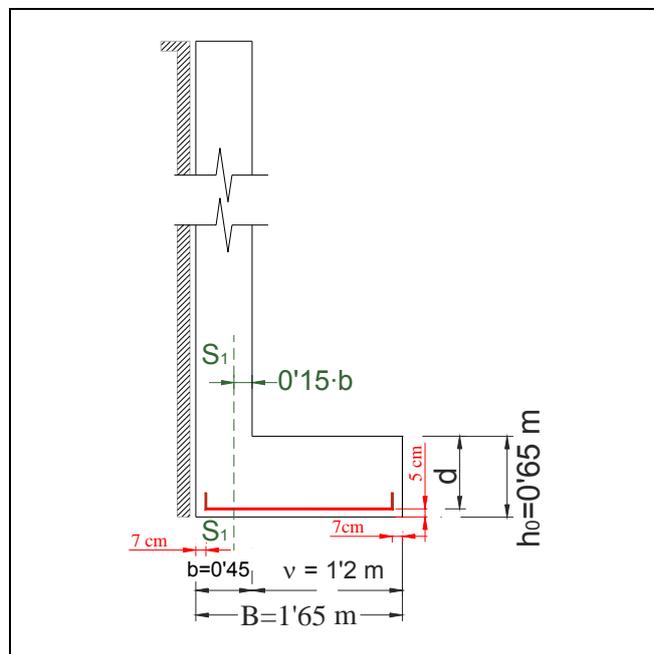


Fig. 3.18. Detalle sección S_1 y variables de la zapata

El momento flector máximo que se considera en el cálculo de la armadura de la zapata es el que se produce en la sección de referencia S_1 y tiene la expresión:

$$M_{S1} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{t \text{ máx.}} \cdot \gamma_f \cdot B' \cdot (v + 0'15 \cdot b)^2 \quad (\text{Ec. 3.35})$$

donde

$$\sigma_{t \text{ máx.}} = 20'287 \text{ T/m}^2 \quad (\text{Ec. 3.20, Apartado 3.5.3})$$

$$\gamma_f \equiv \text{coeficiente de ponderación de las acciones} = 1'6.$$

$$B' = 1 \text{ m (metro lineal de la longitud de la zapata)}$$

$$v = 1'2 \text{ m}$$

$$b = 0'45 \text{ m}$$



Sustituyendo los valores anteriores en la Ec. 3.35 se obtiene $M_{s1}=26,074 \text{ T/m}^2$, y procediendo de igual modo que en el cálculo del armado del paramento,

$$\text{De la Ec. 3.31 se tiene } f_{cd} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{25 \text{ N/mm}^2}{1'5} = 16'67 \text{ N/mm}^2 = f_{cd25} \\ \frac{30 \text{ N/mm}^2}{1'5} = 20'00 \text{ N/mm}^2 = f_{cd30} \end{array} \right\}$$

$$\text{De la Ec. 3.32 se tiene } \mu = \left\{ \begin{array}{l} \frac{26'074 \text{ mT} \cdot \frac{10 \text{ KN}}{1\text{T}} \cdot \frac{1000 \text{ N}}{1 \text{ KN}} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{1 \text{ m}}}{16'67 \text{ N/mm}^2 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot ((650 - 50)\text{mm})^2} = 0'0434 = \mu_{H-25} \\ \frac{26'074 \text{ mT} \cdot \frac{10 \text{ KN}}{1\text{T}} \cdot \frac{1000 \text{ N}}{1 \text{ KN}} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{1 \text{ m}}}{20 \text{ N/mm}^2 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot ((650 - 50)\text{mm})^2} = 0'0362 = \mu_{H-30} \end{array} \right\}$$

$$\text{De la Ec. 3.33 se tiene } \omega = \left\{ \begin{array}{l} 0'0434 \cdot (1 + 0'0457) = 0'0454 = \omega_{H-25} \\ 0'0362 \cdot (1 + 0'0362) = 0'0375 = \omega_{H-30} \end{array} \right\}$$

$$\text{De la Ec. 3.34 se tiene } U_s = \left\{ \begin{array}{l} 0'0454 \cdot 16'67 \cdot 1000 \cdot 600 = 454091 \text{ N} = 454 \text{ KN} = U_{S \text{ H-25}} \\ 0'0375 \cdot 20'00 \cdot 1000 \cdot 600 = 450000 \text{ N} = 450 \text{ KN} = U_{S \text{ H-30}} \end{array} \right\}$$

Si se utiliza la expresión de la área estricta,

$$A_{\text{estricta}} = \frac{U_s}{f_{yd}} \quad (\text{Ec. 3.36})$$

donde

U_s \equiv Capacidad mecánica

f_{yd} \equiv Resistencia de cálculo del acero = f_{yk} / γ_s

(límite elástico acero / coeficiente de seguridad o minoración del límite elástico=1'15)

se obtiene la siguiente tabla de resultados:

Tipo de hormigón Tipo de acero	μ ω U_s (KN)	$A_{\text{estricta}} = \frac{U_s}{f_{yd}}$
HA-25 B-400-S	0'0434 0'0454 454	$\frac{454000}{400/1'15} = 1305 \text{ mm}^2 = A_{S \left\{ \begin{array}{l} \text{HA-25} \\ \text{B-400-S} \end{array} \right\}}$
HA-25 B-500-S	0'0434 0'0454 454	$\frac{454000}{500/1'15} = 1044 \text{ mm}^2 = A_{S \left\{ \begin{array}{l} \text{HA-25} \\ \text{B-500-S} \end{array} \right\}}$
HA-30 B-400-S	0'0362 0'0375 450	$\frac{450000}{400/1'15} = 1294 \text{ mm}^2 = A_{S \left\{ \begin{array}{l} \text{HA-30} \\ \text{B-400-S} \end{array} \right\}}$
HA-30 B-500-S	0'0362 0'0375 450	$\frac{450000}{500/1'15} = 1035 \text{ mm}^2 = A_{S \left\{ \begin{array}{l} \text{HA-30} \\ \text{B-500-S} \end{array} \right\}}$



3.5.6.1. Conclusión resultados del cálculo armado de la zapata

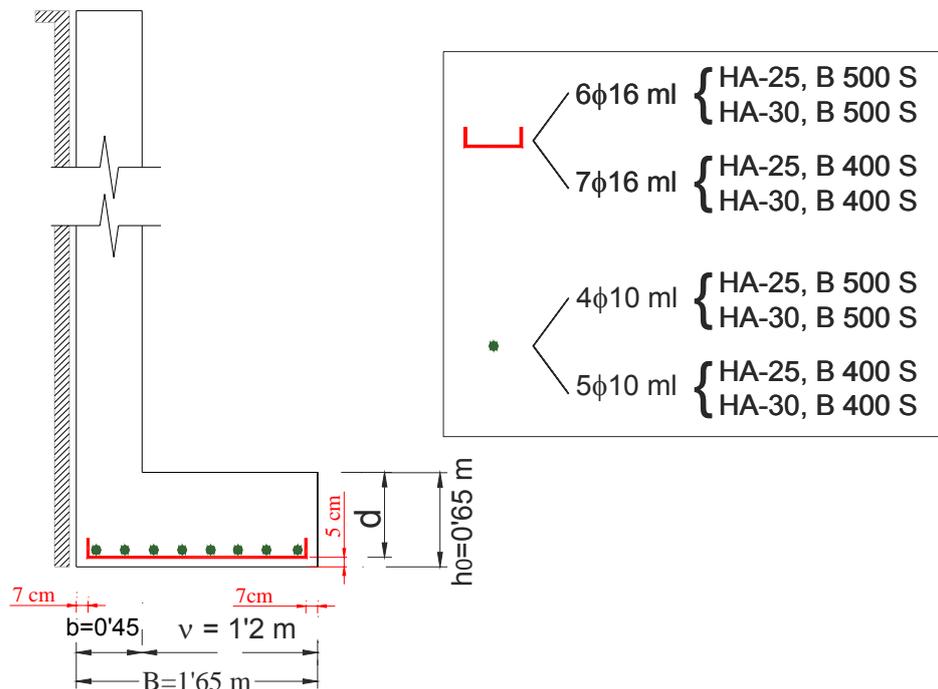


Fig. 3.19. Conclusión armado zapata

3.5.6.2. Cálculo anclaje de las armaduras

Las armaduras longitudinales de flexión han de ser capaces de absorber un incremento de tracción respecto a la producida por el momento M_d igual a:

$$\Delta T = V_{rd} - \frac{V_{su}}{2} \cdot (1 + \cot g \alpha) \quad (\text{Ec. 3.38})$$

siendo,

- V_{rd} ≡ esfuerzo cortante reducido
- V_{su} ≡ contribución de la armadura transversal a la resistencia a esfuerzo cortante
- α ≡ ángulo que forman las armaduras transversales con la sección considerada.

Esta prescripción queda automáticamente cumplida si se procede a la traslación horizontal de las leyes de momentos de una magnitud igual al canto útil de la pieza.

Cuando una barra deja de ser necesaria con este diagrama de momentos trasladado se debe prolongar, a partir del punto considerado una longitud de anclaje l_b .

Sea una barra de acero, de diámetro ϕ , embebida en una longitud l en el macizo de hormigón sometida a un esfuerzo de arrancamiento. La instrucción EH-91 define la longitud



de anclaje en prolongación recta del redondo, l_b , deducida experimentalmente para barras corrugadas mediante las fórmulas empíricas que se detallan a continuación función de la posición que ocupan dichas barras dentro del hormigón. Las barras superiores están en peores condiciones de adherencia que las inferiores, debido a que el hormigón que las circunda es generalmente de calidad algo más baja, a causa del efecto de refluxión de aire y lechada hacia lo alto durante la compactación. Por ello, a efectos de adherencia, la Instrucción española distingue dos posiciones, la I y la II, que se definen como se indica en la Tabla 3.20.

<p><i>Posición I, de buena adherencia:</i> Barras que durante el hormigonado, forman con la horizontal un ángulo comprendido entre 90° y 45°; y las barras que, formando un ángulo menor de 45°, están situadas en la mitad inferior de la pieza o una distancia igual o mayor que 30 cm de la cara superior de una capa de hormigonado.</p>
<p><i>Posición II, de adherencia deficiente:</i> Barras no incluídas en el caso anterior.</p>

Tabla 3.20. Posición de las barras a efectos de anclaje.

Por otra parte, el Eurocódigo 2 es más preciso al definir las posiciones de las barras a efectos de adherencia, introduciendo como nueva variable el canto total de la pieza, h , y distinguiendo los tres casos siguientes:

- Si $h \leq 25$ cm, todas las barras están en posición I.
- Si $25 \leq h \leq 60$ cm, están en posición I las barras colocadas en la mitad inferior de la pieza.
- Si $h > 60$ cm, están en posición I las barras colocadas a una distancia igual o mayor que 30 cm de la cara superior de la pieza.

Esta forma de definir la posición I se explica porque, en las piezas de pequeño espesor ($h \leq 25$ cm), el efecto de refluxión anteriormente mencionado es inapreciable.

- Barras en posición I:

$$l_b = m_1 \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi \geq 15 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 3.39})$$

- Barras en posición II:

$$l_b = m_2 \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} \cdot \phi \geq 15 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 3.40})$$

siendo,

- l_b \equiv longitud de anclaje por prolongación recta, en cm



- f_{yk} \equiv límite elástico característico del acero, en N/mm²
- ϕ \equiv diámetro de la barra, en cm
- m_i \equiv valores dados en la tabla posterior, siendo $i = 1, 2$.

La terminación en patilla, gancho o gancho en U de las barras corrugadas que trabajen a tracción, permite reducir la longitud de anclaje por prolongación recta al valor $0'7 \cdot l_b$, no debiendo adoptarse valores menores de $10 \cdot \phi$ ni de 15 cm. Si las barras trabajan a compresión, tales terminaciones no son eficaces, por lo que no reducen la longitud l_b .

Conviene advertir que si se dobla una barra en su zona de anclaje por prolongación recta, esta circunstancia no autoriza a disminuir la longitud l_b de anclaje, la cual debe disponerse completa.

Hormigón f_{ck} (N/mm ²)	Acero B 400 S		Acero B 500 S	
	m_1	m_2	m_1	m_2
25	12	17	15	21
30	10	14	13	18

Tabla 3.21. Valores de los coeficientes m para longitudes de anclaje

Cálculo l_{b1} en HA-25: aplicando los valores de la Tabla 3.21 en la Ec. 3.39 se obtienen los siguientes resultados:

$$l_{b1 HA-25} = m_1 \cdot \phi^2 = \left\{ \begin{array}{l} \text{máx.} \left(12 \cdot (1'6)^2 = 30'76 \quad , \quad \frac{400}{20} \cdot 1'6 = 32 \right) \Rightarrow l_{b1 \left\{ \begin{array}{l} HA-25 \\ B 400 S \end{array} \right\}} = 32 \text{ cm} \\ \text{máx.} \left(15 \cdot (1'6)^2 = 38'40 \quad , \quad \frac{500}{20} \cdot 1'6 = 40 \right) \Rightarrow l_{b1 \left\{ \begin{array}{l} HA-25 \\ B 500 S \end{array} \right\}} = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

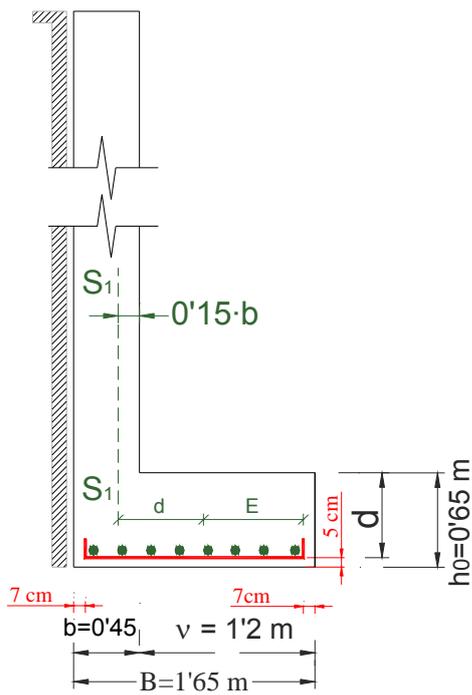
Cálculo l_{b1} en HA-30: aplicando los valores de la Tabla 3.21 en la Ec. 3.39 se obtienen los siguientes resultados:

$$l_{b1 HA-30} = m_1 \cdot \phi^2 = \left\{ \begin{array}{l} \text{máx.} \left(10 \cdot (1'6)^2 = 25'60 \quad , \quad \frac{400}{20} \cdot 1'6 = 32 \right) \Rightarrow l_{b1 \left\{ \begin{array}{l} HA-30 \\ B 400 S \end{array} \right\}} = 32 \text{ cm} \\ \text{máx.} \left(13 \cdot (1'6)^2 = 33'28 \quad , \quad \frac{500}{20} \cdot 1'6 = 40 \right) \Rightarrow l_{b1 \left\{ \begin{array}{l} HA-30 \\ B 500 S \end{array} \right\}} = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Conclusión:

La longitud de anclaje para acero B 400 S y ambos tipos de hormigón es 32 cm, mientras que para acero B 500 S y ambos tipos de hormigón es 40 cm. Dichas longitudes caben sobradamente como se puede comprobar en la siguiente figura y, por tanto, la armadura se colocará de lado a lado respetando los recubrimientos.





- E: longitud disponible para los anclajes
- Hormigón de limpieza, por tanto recubrimiento inferior: 5 cm
- $0.15 \cdot b = 0.15 \cdot 0.45 = 0.0675 \text{ m} = 6.75 \text{ cm}$
- r: recubrimiento lateral
- $E = B - b + 0.15 \cdot b - r_{\text{lateral}} - d =$
 $= 165 - 45 + 6.75 - 7 - 60 =$
 $= 59.75 \text{ cm}$

	}	6φ16 ml	{	HA-25, B 500 S
				HA-30, B 500 S
	}	7φ16 ml	{	HA-25, B 400 S
				HA-30, B 400 S
	}	4φ10 ml	{	HA-25, B 500 S
				HA-30, B 500 S
		5φ10 ml	{	HA-25, B 400 S
		(uses de long.=7.5 m)	}	HA-30, B 400 S

Tabla 3.22. Detalle sección S₁, anclajes y armado



4. Armado de un muro con fibras de acero

4.1. Introducción

El hormigón armado con fibras de acero es un producto innovador estudiado y conocido de forma especial por la empresa TREFILARBED, Arcelor Group para utilizaciones centradas en dosificaciones comprendidas entre 20 Kg/m³ y 40 Kg/m³.

Se ha aplicado en el campo de pavimentos industriales, en losas de cimentación, en la prefabricación de dovelas para túneles y en el armado de hormigón proyectado.

La utilización de hormigón armado con fibras de acero para la realización de estructuras ha sido un reto en el que se ha venido trabajando de forma interrumpida durante la última década, primero haciendo ensayos de la resistencia de dicho hormigón y después, estudiando su manejabilidad y puesta en obra.

Dosificaciones superiores a las mencionadas y hasta 100 Kg/m³ son, en la actualidad objeto de estudios recientes y con ello nace un nuevo reto en el que todavía queda un largo camino por recorrer pero que ya se está estudiando la puesta en obra. Un ejemplo con una dosificación de 80 Kg/m³ se encuentra en la rehabilitación del un edificio industrial, edificio MARLASCA.

El hormigón reforzado con fibras de acero confiere una resistencia similar al armado con las armaduras de hierro tradicionales permitiendo importantes ventajas en la fase de puesta en obra lo que redundará en mejora de las condiciones económicas.

Existen diferentes tipos y tamaños de fibras, función del tipo de aplicación y necesidades constructivas, que serán usadas para encontrar la técnica, coste y exigencias óptimas. Estas fibras son producidas con el cumplimiento de las Normas ISO 9001 y ASTM A820.

Cada tipología tiene asociadas una nomenclatura específica y es función de la forma que tiene la fibra. Dichas tipologías son las que se detallan a continuación:

- TABIX — TABIX + — TABIX FE
- HE
- FE
- TWINCONE
- WIREX



TABIX

La fibra tipo TABIX, tiene la peculiaridad de ser ondulada. Es una de las formas desarrolladas más antiguas. Optimizando la relación entre la amplitud y la longitud, ha logrado combinar la manejabilidad con un buen comportamiento estático y un excelente control de la retracción del hormigón. Por tanto, la fibra tipo TABIX es ideal para minimizar o eliminar las juntas de retracción, garantizando un mayor y más eficaz control de la fisuración.

TABIX +

Fibra ondulada que confiere una resistencia a tracción superior a un 50% de las demás fibras estándar. Este tipo de fibras permiten ser utilizadas sólo a efectos de refuerzos.

TABIX FE

Es una fibra ondulada con extremos aplanados, hecho que les confiere un excelente anclaje y una gran ductilidad. Con una elección adecuada de la longitud y el diámetro, este tipo de fibra es adecuado prácticamente para cualquier aplicación de hormigón reforzado con fibras de acero.

HE

La fibra He, "*hooked-end*" (o acabada en gancho), es probablemente la más conocida y, como su nombre indica, es una fibra de extremos conformados. Es una fibra con buena ductilidad y un buen nivel de prestaciones. Gracias a sus extremos se ancla bien en la matriz de hormigón y demuestra buena transferencia de cargas en las rupturas.

FE

La fibra FE es una fibra recta con los extremos planos que se anclan en la matriz de hormigón. La forma plana garantiza una óptima manejabilidad. Es la fibra que tiene más altas prestaciones y manejabilidad.

TWINCONE

Es una fibra plana con extremos cónicos. La particularidad de sus extremos le confiere un total anclaje en la matriz de hormigón. La fibra twincone está especialmente recomendada para todo tipo de aplicaciones estructurales.

Otro tipo de fibras menos conocidas son las llamadas WIREX.

La nomenclatura con la que se especifican las fibras es la que se detalla a continuación:

{Nombre de la tipología diámetro de la fibra – longitud de la fibra}



Ejemplos:

TABIX 1.3/50 ,TABIX + 1/60, FE 1/50, HE 1/50, etc.

Las aplicaciones industriales de estas fibras dependen de la tipología, diámetro y longitud de éstas. En el Anexo B.1 se detalla una tabla en la que se exponen las aplicaciones más adecuadas para cada fibra.

4.2. El hormigón armado con fibras de acero (SFRC)

La utilización de hormigón reforzado con fibras de acero (Steel Fibres Reinforced Concrete, SFRC) presenta hoy en día la tecnología más vanguardista en numerosas aplicaciones industriales.

Su composición dependerá de varios factores como de la dosificación, del tipo de fibra más adecuado a un proyecto, de las sobrecargas de uso, del método de integración deseado, del estado y preparación del terreno, de la ductilidad deseada, de las exigencias relativas al control de la fisuración y del distanciamiento de las juntas de retracción (si hay).

Aunque se han visto varias tipologías de fibras para formar el SFRC, las fibras TABIX y TABIX+, son las fibras por excelencia que mejor comportamiento tienen cuando se mezclan con el hormigón en masa debido a que las ondulaciones han sido diseñadas de manera que permitan una máxima interacción entre acero y hormigón.

Es por ello, que se escogerán las fibras TABIX para hormigonar el muro estudiado en cuestión con hormigón armado con fibras de acero (SFRC).

4.2.1. Características del SFRC con TABIX o TABIX+

Tabix y Tabix+ son, a diferencia del resto de fibras, las únicas fabricadas con alambre de acero trefilado en frío, lo que provoca que la resistencia a tracción del acero aumente significativamente, de manera que asegura, junto con la forma ondulada, un anclaje perfecto y eficaz de la fibra en la matriz de hormigón.

Mediante ensayos de carga de rotura con diferentes contenidos de fibra, se ha podido comprobar la superioridad de las fibras TABIX y TABIX+ frente a las fibras mecanizadas elaboradas por fusión o del corte de chapas, tras el agrietamiento de la matriz. El motivo es debido a que la extracción de la fibra de la matriz requiere un nivel de energía significativamente más elevado (por la plastificación del material de la fibra en las ondulaciones) que el nivel correspondiente a la simple fricción entre la fibra y la matriz. Resultado de ensayos, recomiendan:



- La combinación de fibras TABIX con hormigón de características de resistencia de 25 o 30 MPa.
- TABIX+ debe utilizarse con matrices de hormigón de altas prestaciones, alcanzando una resistencia de al menos 35 MPa.

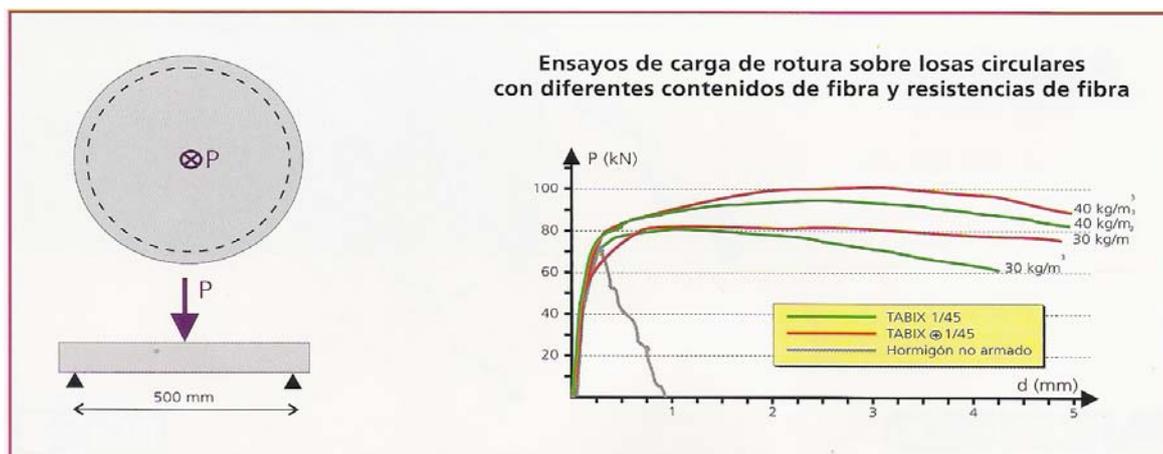


Fig. 4.1. Resultados ensayos de rotura

Las fibras TABIX y TABIX+ ofrecen una fácil trabajabilidad, de manera que pueden añadirse al hormigón tanto en fábrica (en forma de mezcla preparada) como en el sitio de la obra.

La introducción de la fibra en la hormigonera puede efectuarse manualmente o mecánicamente, utilizando una cinta transportadora o una herramienta de inyección, según el procedimiento específico⁽¹⁾.

⁽¹⁾ Un pedido hecho a Trefilared implica, a parte de suministrar el material, un asesoramiento y estudio completa del proyecto específico en cuestión. Además controla el 100% de la preparación y hormigonado de la estructura de manera que sólo permite que se hormigone en obra si considera que hay suficiente personal cualificado para ello.

Para la integración manual, se recomienda la utilización de fibras de 45 mm, mientras que para la integración mecánica, las fibras de 50 mm resultan preferibles.

Los ratios de dosificación utilizados están comprendidos entre 20 y 40 Kg/m³. Hasta un nivel de dosificación de 50 Kg/m³, la trabajabilidad no presenta ningún problema.



Para relaciones agua/cemento inferiores a 0'55, deben utilizarse aditivos de reducción de agua que optimicen la trabajabilidad.

Para asegurar una óptima trabajabilidad y una distribución uniforme de las fibras en la matriz es necesario adaptar el tamaño máximo de los áridos en función de la dosificación de las fibras (Fig. 4.2).

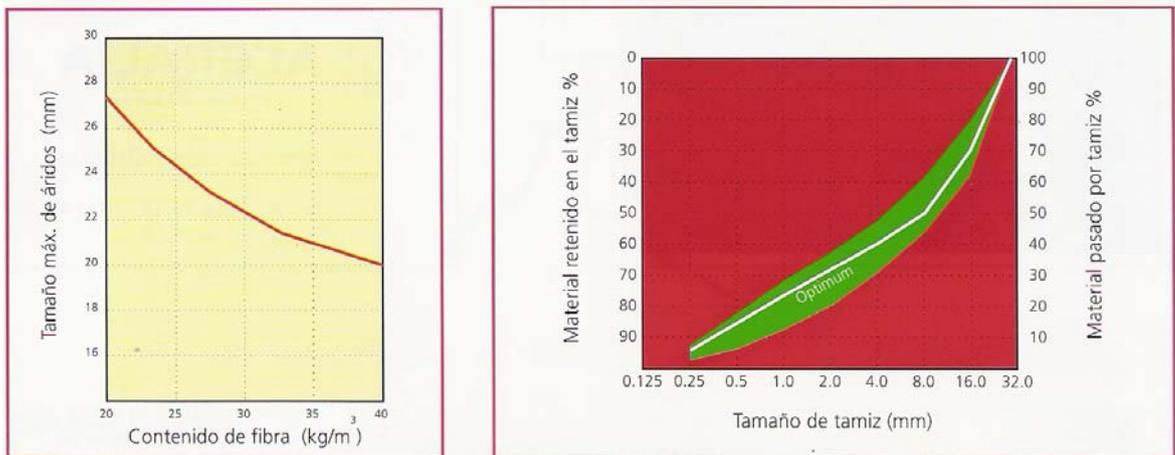


Fig. 4.2. Optimización de tamaños áridos y contenido en fibras

La granulometría de los áridos debe ser continua y estar comprendida en la zona de color verde (Fig. 4.2). La distribución intermedia indicada debe considerarse óptima. A fin de asegurar una perfecta trabajabilidad, en especial para el bombeo, deben evitarse las granulometrías discontinuas o las comprendidas fuera de la zona verde.

Por todo lo anteriormente expuesto y, tal como se ha dicho anteriormente, el muro objeto de estudio se va armar con hormigón armado reforzado con fibras de acero TABIX. Dentro de esta tipología de hormigón, se encuentra un grupo muy estudiado que abarca amplias aplicaciones industriales, hasta tal punto, que a dicho hormigón, se le ha bautizado con el nombre: HORMIGÓN ARMADO -ARMIX.

4.2.2. Diseño de un hormigón armado-ARMIX

El hormigón armado ARMIX se fabrica con fibras de acero tipo TABIX 1.3/50. Las fibras se mezclan con el hormigón en planta de acuerdo con las condiciones del fabricante.



Existen distintas calidades de hormigón ARMIX que son función de la dosificación de las fibras, de la resistencia del hormigón y tipo de árido. Dichas calidades se detallan en la Tabla 4.3.

Calidad ARMIX	Dosificación de fibra (Kg/m ³)	Hormigón en masa
300	20	C30 0-20 mm
500	30	C30 0-20 mm
700	40	C30 0-20 mm
900	50	C35 0-20 mm SP*
1200	65	C35 0-20 mm SP*
1500	80	C40 0-12 mm SP*
1800	100	C40 0-12 mm SP*

Tabla 4.3. Calidades de ARMIX

- SP* indica la necesidad de emplear superfluidificantes de última generación
- Las calidades ARMIX 1200 a 1800 requieren un contenido mínimo de cemento CEM I o CEM III de 350 Kg/m³.
- Las calidades ARMIX superiores o igual a 900 requieren relaciones agua/cemento < 0'5.

4.3. Armado de un muro con SFRC. Cálculos.

El hormigón ARMIX se define con un factor de Energía que puede ser verificado mediante la toma de probetas en obra. (Véase Anexo II, Control de calidad del hormigón ARMIX).

El "*Factor de Energía*" se refiere a la energía de ruptura de un panel de 600X600x100 mm para una deformación de 30 mm.

La Tabla 4.4 muestra la correlación entre "*Factor de Energía*" y el parámetro § definido como:

$$\S = \frac{M_v}{0'45 \cdot b^2} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

donde M_v ≡ Momento de vuelco

b ≡ espesor del muro

"Factor de Energía" (J)	§ (N/mm ²)
300	0'90
500	1'20
700	1'50
900	1'70
1200	2'10



1500	2'70
1800	3'10

Tabla 4.4. Correlación entre "Factor de Energía" y ξ

4.3.1. Procedimiento

- A través de la Ec. 4.1 y el valor de M_v obtenido en el apartado 5.5.1 ($M_v=17,56 \text{ T}\cdot\text{m}$) se obtiene ξ .
- Al valor de ξ se le asocia el valor del factor de energía de la Tabla 4.4.
- Mediante el valor del factor de energía y la Tabla 4.3 se obtiene la dosificación de las fibras y la tipología del hormigón en masa.

Con lo cual, si se particulariza la Ec. 4.1 para el muro en cuestión:

- $\left\{ \begin{array}{l} M_v = 17'56 \text{ T} \cdot \text{m} \\ b = 0'45 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \xi = \frac{175600}{0'45 \cdot (450)^2} = 1'93 \text{ N/mm}^2$
- $\xi = 1'93 \text{ N/mm}^2 + \text{Tabla 4.4} \Rightarrow \text{ARMIX 1200}$
- $\{\text{ARMIX 1200}\} + \text{Tabla 4.3} \Rightarrow 65 \text{ Kg/m}^3 \text{ de TABIX 1.3/50 y hormigón C35 0-20 mm SP}^*$

4.4. Cimentación del muro con SFRC. Cálculos.

Aplicando el mismo procedimiento detallado en el apartado 4.3 se obtiene lo siguiente:

- $\left\{ \begin{array}{l} M_v = 17'56 \text{ T} \cdot \text{m} \\ b = 0'65 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \xi = \frac{175600}{0'65 \cdot (450)^2} = 1'33 \text{ N/mm}^2$
- $\xi = 1'33 \text{ N/mm}^2 + \text{Tabla 4.4} \Rightarrow \text{ARMIX 700}$
- $\{\text{ARMIX 700}\} + \text{Tabla 4.3} \Rightarrow 40 \text{ Kg/m}^3 \text{ de TABIX 1.3/50 y hormigón C30 0-20 mm}$

Para unir la cimentación con el muro es importante colocar aceros de espera entre la cimentación y el muro (como mínimo $6\phi 20$ por metro).



5. Recapitulación de datos

- Muro armado con hormigón tradicional:

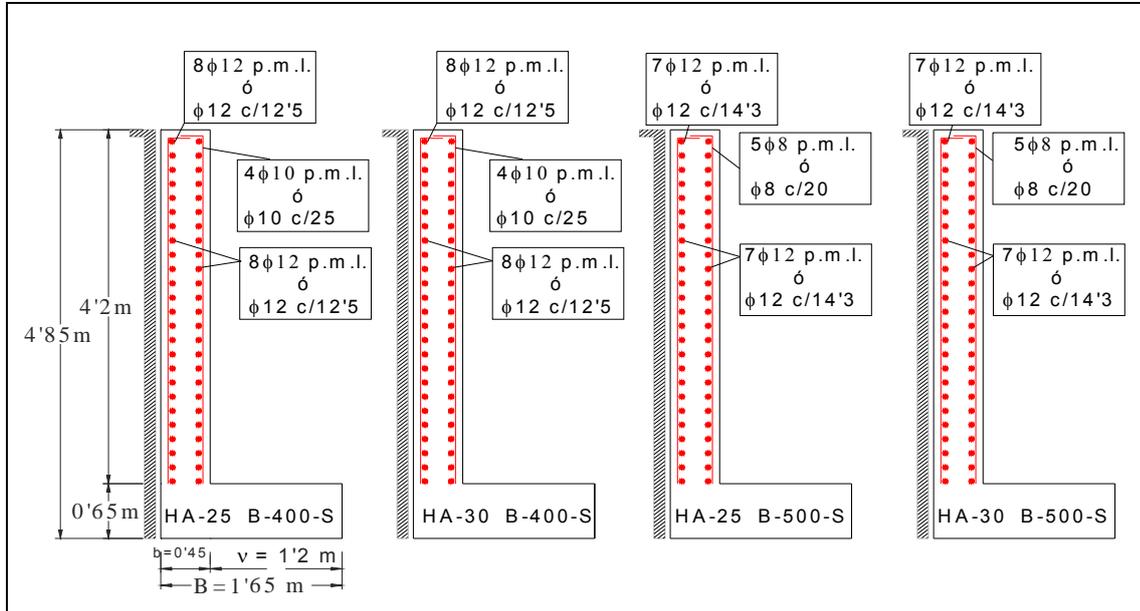


Fig. 5.1. Muro armado con hormigón tradicional

- Muro armado con fibras de acero: 65 Kg/m³ de TABIX 1.3/50 y hormigón C35 0-20 mm SP

- Zapata armada con hormigón tradicional:

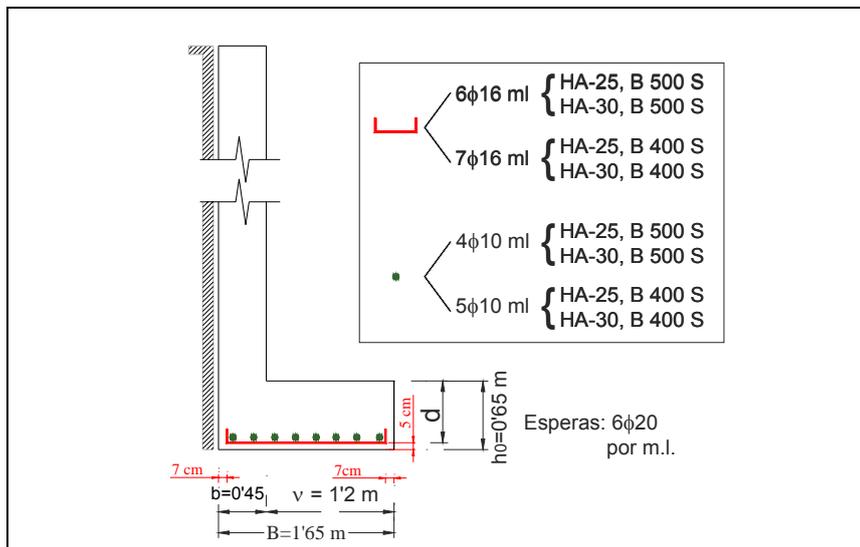


Fig. 5.2. Zapata armada con hormigón tradicional

- Zapata armada con fibras de acero: 40 Kg/m³ de TABIX 1.3/50 y hormigón C30 0-20 mm



6. Presupuesto

Horas de Titulado Superior	8.100'00 €
Horas de Soporte Administrativo	1.125'00 €
Horas de Delineación	700'00 €
Impresión	50'00 €
Compras de Material	22'00 €
Total presupuesto Ejecución Material	9997'00 €
25% Beneficio Industrial	2499'25 €
TOTAL PRESUPUESTO	12.496'25 €
16 % IVA	1.999'40 €
TOTAL FACTURA	14.495'65 €



7. Impacto ambiental

7.1. Introducción

Previo a la valoración final del impacto ambiental que supone el armado de un muro de hormigón utilizando cada uno de los métodos objeto del estudio, se procede mencionar algunos criterios que lo minimicen.

Por otra parte, también se darán como datos, el volumen que ocupa el paramento vertical y el de la zapata, ambos por metro lineal ya que el estudio se ha hecho en función de la longitud del muro.

Volúmenes del paramento y de la cimentación:

Zapata (m ³)	1'65x0'65x1= 1'07 m ³ /ml
Paramento (m ³)	4'2x0'45x1= 1'89 m ³ /ml
Total (m ³)	1'07+1'89 = 2'96 m ³ /ml

Tabla 7.1. Volúmenes del paramento y de la cimentación

Consideraciones sobre el CEMENTO:

Se considerará la cantidad mínima de cemento para evitar en lo posible el efecto de retracción del hormigón según la Tabla 37.3.2.a de la EHE. Utilizando dicha tabla y particularizando los casos considerados en el armado tradicional se tiene lo siguiente:

Clase de exposición	Tipo de hormigón (f_{ck})	Cantidad de cemento (Kg/m ³)
Ila	25 N/mm ²	275 Kg/m ³
Ila	30 N/mm ²	275 Kg/m ³
IIb	30 N/mm ²	300 Kg/m ³
IIIa	30 N/mm ²	300 Kg/m ³
IIIb	30 N/mm ²	325 Kg/m ³

Tabla 7.2. Cantidades de cemento utilizadas en el armado tradicional

Consideraciones sobre el TAMAÑO DEL ÁRIDO:

Cuanto mayor sea el tamaño del árido, menos agua se necesitará para conseguir la consistencia deseada ya que la superficie específica de los áridos (superficie que hay que mojar) será más pequeña. Como consecuencia, podrá reducirse la mitad de cemento, resultando más económico el hormigón para la misma resistencia.



Por otra parte, en la tabla 3.4 del libro de P.J. Montoya, se recomienda el valor del tamaño máximo del árido. Utilizando dicha tabla (Tabla 7.3 del presente apartado), se obtiene un grueso recomendado de 4 a 8 cm. Sin embargo, tamaños superiores a 40 mm no siempre conducen a mejoras de resistencia, porque con áridos muy gruesos disminuye en exceso la superficie adherente y se crean discontinuidades importantes dentro de la masa. Por tanto, para el caso del armado del muro y su cimentación con hormigón tradicional, se utilizará un árido máximo de 40 mm.

Dimensión mínima de la sección del elemento	Tipo de elemento y tamaño máximo del árido			
	Vigas, pilares y muros armados	Muros sin armar	Losas muy armadas	Losas poco armadas o sin armar
De 5 a 10 cm	De 10 a 20 mm	20 mm	De 15 a 25 mm	De 20 a 40 mm
De 15 a 30 cm	De 20 a 40 mm	40 mm	40 mm	De 40 a 80 mm
De 40 a 80 cm	De 40 a 80 mm	80 mm	De 40 a 80 mm	80 mm
Más de 80 cm	De 40 a 80 mm	160 mm	De 40 a 80 mm	De 80 a 160 mm

Tabla 7.3. Valores recomendados para el tamaño máximo del árido

7.2. Valoración final

	H.A. tradicional		SFRC	
	HA-25 ó HA-30 + B-400-S	HA-25 ó HA-30 + B-500-S	H30 (ARMIX 700)	H35 (ARMIX 1200)
m ³ hormigón/ml cimentación	1'07 m ³	1'07 m ³	1'07 m ³ (*)	1'07 m ³ / 0'92 m ³ (*)
m ³ hormigón/ml paramento	1'89 m ³	1'89 m ³	1'89 m ³ (*)	1'89 m ³ / 1'76 m ³ (*)
Cantidad cemento	[275-325] Kg/m ³	[275-325] Kg/m ³	[275-325] Kg/m ³	350 Kg/m ³
Tamaño árido	máx. 40 mm	máx. 40 mm	0-20 mm	0-12 mm
Kg Fe/m ³ cimentación	26/1'07= 24	22/1'07= 21	40	–
Kg Fe/m ³ paramento	140 /1'89= 74	125/1'89= 66	–	65

Las celdas sombreadas son las que presentan mayor impacto ambiental.

(*) Recuérdese que para el estudio comparativo se han mantenido las dimensiones del muro con hormigón armado tradicional, hecho que sobredimensiona innecesariamente al muro con SFRC por no necesitar recubrimientos. Prescindiendo de los recubrimientos, el volumen del muro reforzado con fibras de acero disminuye (valor de la derecha de la última columna) y, por tanto, presenta menos impacto ambiental que el muro con HA tradicional.





Conclusiones

Ventajas del hormigón SFRC frente al hormigón armado tradicional:	Inconvenientes del hormigón SFRC frente al hormigón armado tradicional:
<ul style="list-style-type: none"> • Espesores más reducidos porque aumenta la sección eficaz puesto que no hace falta tener en cuenta recubrimientos. • Ahorro en materiales debido a la eliminación de los recubrimientos de hormigón. • Un desarrollo de grietas controlado y un comportamiento de ductilidad mejorado tras el fallo de la matriz. • Mejor resistencia a la tracción, compresión y flexión, uniforme en todas las direcciones. • Periodos de construcción más reducidos, dada la ausencia de interferencias con las barras de refuerzo tradicionales. • Capacidad para soportar cargas adicionales debido a la redistribución del momento plástico. • Mejora de la ductilidad y excelente control de la fisuración • Mejor resistencia a la flexotracción • Mayor durabilidad • Mayor rapidez de ejecución • Menor juntas de retracción por unidad de superficie. • Se excluyen los errores de refuerzo • Protección de bordes mejorada • Una resistencia excelente a impactos • Excelente resistencia a la corrosión. • Comportamiento de retracción reducida. 	<ul style="list-style-type: none"> • Armado de cada elemento estructural (alzado de muro y zapata) con el máximo contenido de fibras de manera homogénea, por tanto, habrá zonas en las que no sea necesario tanto contenido de hierro • Mayor calidad de hormigón requerida, por tanto, mayor coste. • Mayor impacto ambiental en el alzado del muro.





Agradecimientos

Debo expresar mi especial agradecimiento a mi familia que tanto me ha apoyado, en especial a mis hijos, Laia y Marc, y a mi marido por la paciencia y comprensión con que han soportado, durante el periodo de elaboración de este proyecto, mi ausencia y mi falta de atención.

También quiero agradecer al Dr. Ingeniero Industrial Pere Alavedra i Ribot por querer ser mi tutor, por sus sabias sugerencias y su disponibilidad fuera de la jornada laboral.

Para terminar, quiero agradecer la colaboración que he recibido de todos aquellos amigos y compañeros, en especial de la futura Arquitecta Técnica Gina Escalé y del Arquitecto Técnico Albert Roca por prestarme y asesorarme sobre cuanta bibliografía me hiciera falta. También a mi amiga geóloga y compañera de trabajo Montse Rodríguez por dedicarme una parte considerable de su tiempo a asesoramientos geotécnicos que los futuros ingenieros no tenemos asumidos.





Bibliografía

- [1] FORNONS, J. M. *Introducción al cálculo de las estructuras de hormigón armado*. Barcelona: ETSEIB - CPDA. 1998.
- [2] A. LEDESMA, P. PRAT, A. LLORET, E. ALONSO. *Apunts d'Enginyeria Agrònoma. Curso 2000-01*.
- [3] P. J. MONTOYA, A. G. MESEGUER, F. MORÁN. *Hormigón Armado (14ª Edición)*. Barcelona, Editorial Gustavo Gili. S.A., 2000.
- [4] CALAVERA, J. *Muros de contención y muros de sótano (3ª Edición)*. España: INTEMAC S.A. 2001.
- [5] CALAVERA, J. *Cálculo de Estructuras de Cimentación. (4ª Edición)*. España:INTEMAC S.A., 2000.
- [6] M.CERVERA, E.BLANCO. *Fundamentos de resistencia de materiales y cálculo de estructuras. (1ª Edición)*. Barcelona, Edicions UPC, 1999.
- [7] SARRÓ, P. *Apuntes para el seguimiento técnico de la asignatura OFICINA TÉCNICA Y PROYECTOS I, BLOQUE I*. Barcelona, Arquitectura Técnica, 2004.
- [8] DEPARTAMENT DE CONSTRUCCIONS ARQUITECTÒNIQUES II. *Apuntes de CONSTRUCCIÓN III. MUROS*. Barcelona, Arquitectura técnica curso 2004 -05.
- [9] *Recomendaciones para el proyecto y ejecución de cimentaciones superficiales* de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones
- [10] *Norma Tecnológica de Zapatas NTE-CSZ* (MOPU, 1986),
- [11] NBE-AE-88. *Acciones en la edificación (2ª Edición)*. España. 1999.
- [12] TORRELLA, J. *Apuntes CAI II. Acciones en la edificación. AE-88, curso 1999-2000*. Barcelona, ETSEIB 1999.
- [13] *Normas para la redacción de Proyectos y Dirección de obras de edificación*. (BOE:17/6/71)
- [14] <http://www.trefilarbed.com>



